

Cristine Yohana Ribas

**ESTUDO COMPARATIVO ENTRE AS METODOLOGIAS  
EMPÍRICA E EMPÍRICO-MECANICISTA DE  
DIMENSIONAMENTO DE REFORÇO DE PAVIMENTOS  
FLEXÍVEIS: UM ESTUDO DE CASO DA RODOVIA BR-282/SC**

Trabalho de Conclusão de Curso  
submetido ao Departamento de  
Engenharia Civil da Universidade  
Federal de Santa Catarina para a  
obtenção do Grau de Engenheiro Civil.  
Orientadora: Prof.<sup>a</sup> Dr.<sup>a</sup> Liseane  
Padilha Thives

Florianópolis  
2013

Ficha de identificação da obra elaborada pelo autor,  
através do Programa de Geração Automática da Biblioteca Universitária da UFSC.

Ribas, Cristine Yohana

Estudo comparativo entre as metodologias empírica e  
empírico-mecanicista de dimensionamento de reforço de  
pavimentos flexíveis : Um estudo de caso da rodovia BR-  
282/SC / Cristine Yohana Ribas ; orientadora, Liseane  
Padilha Thives - Florianópolis, SC, 2013.

162 p.

Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) -  
Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico.  
Graduação em Engenharia Civil.

Inclui referências

1. Engenharia Civil. 2. Pavimento flexível. 3. Reforço  
asfáltico. 4. Métodos de dimensionamento. I. Thives,  
Liseane Padilha. II. Universidade Federal de Santa  
Catarina. Graduação em Engenharia Civil. III. Título.

Cristine Yohana Ribas

**ESTUDO COMPARATIVO ENTRE AS METODOLOGIAS  
EMPÍRICA E EMPÍRICO-MECANICISTA DE  
DIMENSIONAMENTO DE REFORÇO DE PAVIMENTOS  
FLEXÍVEIS: UM ESTUDO DE CASO DA RODOVIA BR-282/SC**

Este Trabalho de Conclusão de Curso foi julgado adequado para obtenção do Título de Engenheiro Civil, e aprovado em sua forma final pelo Departamento de Engenharia Civil.

Florianópolis, 4 de dezembro de 2013.

**Banca Examinadora:**



---

Prof.<sup>a</sup> Dr.<sup>a</sup> Liseane Padilha Thives

Orientadora

Universidade Federal de Santa Catarina



---

Prof. Dr. Rafael Augusto dos Reis Higashi

Universidade Federal de Santa Catarina



---

Prof. Dr. Marcos Aurélio Marques Noronha

Universidade Federal de Santa Catarina



Dedico este trabalho aos meus pais,  
Júlio e Dorotéia, e à minha irmã,  
Luize.



## AGRADECIMENTOS

A Deus, pelo dom da vida, pela capacidade de raciocinar e por me iluminar nesta caminhada.

Aos meus pais Júlio e Dorotéia, pela educação que tive o privilégio de receber, pelo incentivo, apoio, carinho e dedicação. Foram, sobretudo, exemplos de inspiração, de doutor e mestre, incentivando sempre a busca por novos conhecimentos. Ao meu pai, que por alguns momentos teve que ser um pouco engenheiro, obrigada pelas contribuições na realização deste trabalho.

A minha irmã Luíze, por estar sempre ao meu lado e por entender que às vezes era preciso “fazer silêncio”. Obrigada por estar sempre torcendo por mim!

À professora orientadora e amiga Liseane pela oportunidade de realizar este trabalho e seguir no “mundo” da pesquisa. Obrigada pela troca de conhecimentos e experiências, atenção, paciência, disponibilidade e confiança. Agradeço também pelas conversas e pelos momentos de descontração durante esta orientação.

Aos professores Rafael Higashi e Marcos Noronha, por terem aceitado o convite de participar da banca examinadora deste trabalho. Obrigada pelas sugestões que contribuíram para a finalização deste trabalho.

Aos engenheiros Eugenio e Giorgio da sede local do DNIT em São José/SC, pela disponibilização dos dados, prestatividade e colaboração.

Aos membros do Programa de Educação Tutorial do Curso de Engenharia Civil com os quais tive a oportunidade de trabalhar, pelos momentos de convivência e por terem contribuído para o meu crescimento pessoal e profissional. Obrigada pelo companheirismo, amizade e descontração. Vocês fizeram os meus dias mais alegres!

Aos petianos e amigos Guilherme e Lucas, pelo apoio tecnológico, pelas opiniões e disponibilidade nos momentos de desespero. Obrigada pela ajuda!

Ao professor e tutor Cláudio, por sua amizade, pela oportunidade de integrar o seletivo grupo do PET/ECV, por sua disponibilidade irrestrita e generosidade.

Ao professor Glicério, pelo incentivo em seguir na área da pavimentação, pelos ensinamentos e entusiasmo.

Aos professores do Departamento de Engenharia Civil, pela dedicação, pelos conhecimentos transmitidos e por terem, cada um, de uma forma especial, contribuído para a minha formação.

Aos colegas e amigos do curso de graduação em Engenharia Civil, pelos momentos compartilhados nesses últimos cinco anos, pela troca de conhecimentos e o apoio recíproco. Àqueles com quem, por mais tempo, tive a oportunidade de estudar e conviver, Anderson e Rafaelle, obrigada pela convivência, pela parceria nos trabalhos, pelas conversas e pelas risadas!

Aos meus familiares e amigos, por terem sempre me apoiado em minhas decisões e por confiarem em mim. Obrigada pelo carinho, incentivo e apoio mesmo quando tive que estar ausente de momentos especiais.

Por fim, agradeço a todos que de alguma forma contribuíram para a concretização deste trabalho. Muito obrigada!



“A tarefa não é tanto ver aquilo que ninguém viu, mas pensar o que ninguém ainda pensou sobre aquilo que todo mundo vê.”

Arthur Schopenhauer



## RESUMO

No Brasil, há o predomínio do transporte rodoviário com 1,7 milhão de quilômetros de estradas e rodovias espalhados pelo território. Uma malha viária em bom estado interfere diretamente no fluxo socioeconômico do país e, para que isso efetivamente se reverta em um bom resultado econômico, as reabilitações devem ser bem projetadas. Quando um pavimento já não atende mais as condições para os quais ele foi projetado, é inevitável sua restauração. Entretanto, tem-se observado que as espessuras dos revestimentos reabilitados, de acordo com as metodologias oficiais, não têm atendido satisfatoriamente a vida de projeto. Este trabalho apresenta uma análise comparativa dos resultados dos métodos de dimensionamento empíricos e empírico-mecanicista de reforços asfálticos aplicados a um trecho da rodovia BR-282 em Santa Catarina. Foi realizada uma análise dos estados funcional e estrutural do trecho da rodovia. As deficiências de ordem estrutural indicaram a necessidade de intervenções de restauração. Dimensionou-se a espessura da camada de reforço asfáltico por meio de dois métodos empíricos e um empírico-mecanicista. Para as misturas asfálticas convencionais como reforço, verificou-se que as espessuras determinadas pelo método empírico-mecanicista são superiores às obtidas pelos métodos empíricos. Os resultados obtidos exemplificam que os métodos empíricos vigentes estão desatualizados e necessitam serem revistos. Em consequência disso, degradações prematuras, como deformações permanentes e trincamentos por fadiga, ocorrem nos pavimentos brasileiros. Assim sendo, propõe-se a utilização do método empírico-mecanicista por considerar as características mecânicas e de desempenho dos materiais de construção, ser mais dinâmico e permitir constantes atualizações.

**Palavras-chave:** Pavimentos flexíveis, Métodos de dimensionamento, Reforço asfáltico.



## ABSTRACT

In Brazil, road transport predominates, with a 1.7 million kilometer long network of roads and highways. A road network in good conditions directly affects the socioeconomic flow of the country and, in order that it effectively allows for a good economic outcome, restorations should be well designed. When a pavement no longer presents the conditions for which it was previously designed, its repairing is unavoidable. However, it has been observed that the thicknesses of the asphalt coatings in repairings made in accordance with official methods has not satisfactorily reached the projected durability. This work presents a comparative analysis of the results of empirical and empirical-mechanistic design methods of asphalt reinforcement applied to a stretch of the BR-282 highway in Santa Catarina. An analysis has been carried out on the structural and functional status of the stretch of highway. The structural deficiencies observed suggest the need of interventions for restoration. The thickness of the reinforcing layer of asphalt has been designed by means of two empirical methods and one empirical mechanistic method. Regarding conventional hot mix asphalt as reinforcement, it was found that the thickness determined by the empirical mechanistic method is higher than those obtained by empirical methods. The outcomes of the study illustrate that existing empirical methods are outdated and need to be revised. As a result, premature degradation, such as permanent deformation and fatigue cracking, occurs in Brazilian pavements. Therefore, the use of the empirical mechanistic method is proposed. It considers the mechanical and performance characteristics of building materials. Furthermore, this method is more dynamic and allows for regular updates.

**Keywords:** Flexible pavements, Design methods, Asphalt reinforcement.



## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Estrutura do pavimento flexível (corte transversal) .....	34
Figura 2 – Esquema de dimensionamento de pavimentos flexíveis.....	36
Figura 3 – Representação esquemática da curva de desempenho e intervenções .....	40
Figura 4 - Fases da vida estrutural de um pavimento.....	46
Figura 5 - Esquema de funcionamento de Viga Benkelman .....	48
Figura 6 – Ensaio com a Viga Benkelman.....	48
Figura 7 - Equipamento tipo FWD .....	49
Figura 8 – Exemplo de delimitação de segmentos homogêneos pelo método das diferenças acumuladas .....	55
Figura 9 - Representação esquemática do critério de ruína à fadiga .....	60
Figura 10 – Representação esquemática do critério à deformação permanente .....	61
Figura 11 - Localização da BR-282 em Santa Catarina .....	63
Figura 12 – Localização aproximada do trecho em estudo .....	64
Figura 13 - Esquema da localização dos postos de contagem e fluxo de tráfego .....	71
Figura 14 - Estrutura de referência do TECNAPAV .....	80
Figura 15 - Fluxograma do método empírico-mecanicista aplicado .....	83
Figura 16 – Gráfico do Índice de Gravidade Individual do pavimento.....	87
Figura 17 – Análise da condição superficial em relação ao IGI.....	88
Figura 18 - Gráfico do Índice de Irregularidade (IRI) do pavimento.....	89
Figura 19 - Gráfico do Quociente de Irregularidade (QI) do pavimento.....	90
Figura 20 - Gráfico das deflexões máximas recuperáveis na faixa direita .....	91
Figura 21 - Gráfico das deflexões máximas recuperáveis na faixa esquerda ....	91
Figura 22 - Gráfico carregamento percentual por eixo <i>versus</i> $N_{USACE}$ .....	94
Figura 23 - Tráfego atuante no período de projeto para o Posto 2 .....	95
Figura 24 - Tráfego atuante no período de projeto para o Posto 3 .....	95
Figura 25 - Gráfico da divisão dos segmentos homogêneos deflectométricos.....	100
Figura 26 - Espessuras de reforço asfáltico calculadas pelo método DNER PRO 11/79 para os cenários otimista, realista e pessimista. ....	104
Figura 27 - Espessuras de reforço asfáltico calculadas pelo método DNER PRO 269/94 para os cenários otimista, realista e pessimista. ....	109
Figura 28 - Espessura de reforço asfáltico obtidas pelo método empírico-mecanicista .....	115
Figura 29 - Espessura de reforço asfáltico obtidas pelos métodos empíricos e empírico-mecanicista para o cenário otimista.....	116
Figura 30 - Espessura de reforço asfáltico obtidas pelos métodos empíricos e empírico-mecanicista para o cenário realista .....	116
Figura 31 - Espessura de reforço asfáltico obtidas pelos métodos empíricos e empírico-mecanicista para o cenário pessimista .....	117

Figura 32 – Estimativa da redução da vida útil do reforço asfáltico em função das espessuras dimensionadas para o segmento homogêneo 1, cenários de projeto e de campo realistas.....	118
Figura 33 - Bacias de deflexão de campo e teórica do segmento homogêneo 1 .....	131
Figura 34 - Bacias de deflexão de campo e teórica do segmento homogêneo 2 .....	132
Figura 35 - Bacias de deflexão de campo e teórica do segmento homogêneo 3 .....	133
Figura 36 - Bacias de deflexão de campo e teórica do segmento homogêneo 4 .....	134
Figura 37 - Bacias de deflexão de campo e teórica do segmento homogêneo 5 .....	135
Figura 38 - Bacias de deflexão de campo e teórica do segmento homogêneo 6 .....	136
Figura 39 - Bacias de deflexão de campo e teórica do segmento homogêneo 7 .....	137
Figura 40 - Bacias de deflexão de campo e teórica do segmento homogêneo 8 .....	138
Figura 41 - Bacias de deflexão de campo e teórica do segmento homogêneo 9 .....	139
Figura 42 - Bacias de deflexão de campo e teórica do segmento homogêneo 10 .....	140
Figura 43 – Relação entre espessura do reforço asfáltico da mistura convencional e a vida útil nos horizontes de projeto para o segmento homogêneo 1 .....	153
Figura 44 – Relação entre espessura do reforço asfáltico da mistura convencional e a vida útil nos horizontes de projeto para o segmento homogêneo 2 .....	154
Figura 45 – Relação entre espessura do reforço asfáltico da mistura convencional e a vida útil nos horizontes de projeto para o segmento homogêneo 3 .....	155
Figura 46 – Relação entre espessura do reforço asfáltico da mistura convencional e a vida útil nos horizontes de projeto para o segmento homogêneo 4 .....	156
Figura 47 – Relação entre espessura do reforço asfáltico da mistura convencional e a vida útil nos horizontes de projeto para o segmento homogêneo 5 .....	157
Figura 48 – Relação entre espessura do reforço asfáltico da mistura convencional e a vida útil nos horizontes de projeto para o segmento homogêneo 6 .....	158
Figura 49 – Relação entre espessura do reforço asfáltico da mistura convencional e a vida útil nos horizontes de projeto para o segmento homogêneo 7 .....	159



Figura 50 – Relação entre espessura do reforço asfáltico da mistura convencional e a vida útil nos horizontes de projeto para o segmento homogêneo 8.....	160
Figura 51 – Relação entre espessura do reforço asfáltico da mistura convencional e a vida útil nos horizontes de projeto para o segmento homogêneo 9.....	161
Figura 52 – Relação entre espessura do reforço asfáltico da mistura convencional e a vida útil nos horizontes de projeto para o segmento homogêneo 10.....	162



## LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Quadro resumo dos defeitos – fendas .....	43
Quadro 2 – Quadro resumo dos defeitos – outros defeitos .....	44
Quadro 3 - Correlações entre FWD e Viga Benkelman.....	51
Quadro 4 – Valores recomendados para o coeficiente de Poisson .....	58
Quadro 5 - Módulos de deformabilidade usuais para camadas do pavimento ..	59
Quadro 6 - Planilha de cálculo do Índice de Gravidade Global .....	67
Quadro 7 - Condições de superfície do pavimento (IGG e TR).....	68
Quadro 8 - Condições de superfície do pavimento (Irregularidade) .....	69
Quadro 9 - Fatores de equivalência de carga do USACE .....	73
Quadro 10 - Pesos máximos para cada tipo de eixo e cenário de carregamento	75
Quadro 11 - Grau de homogeneidade .....	76
Quadro 12 - Critério para o estabelecimento das diretrizes de projeto .....	78
Quadro 13- Classificação dos Solos.....	79
Quadro 14 – Análise do pavimento existente de acordo com as diretrizes do TECNAPAV .....	81
Quadro 15 – Módulo dinâmico e lei de fadiga das misturas betuminosas .....	85
Quadro 16 – Tráfego atuante para cada um dos fluxos (cenário otimista).....	92
Quadro 17 - Números $N_{USACE}$ para os cenários de carregamento.....	93
Quadro 18 – Análise da vida útil do reforço asfáltico.....	96
Quadro 19 – Redução da vida útil do reforço asfáltico para o segmento de tráfego do Posto 2 .....	96
Quadro 20 – Redução da vida útil do reforço asfáltico para o segmento de tráfego do Posto 3 .....	98
Quadro 21 - Redução da vida útil do reforço asfáltico para o segmento de tráfego do Posto 2 .....	99
Quadro 22 - Redução da vida útil do reforço asfáltico para o segmento de tráfego do Posto 3 .....	99
Quadro 23 - Caracterização dos segmentos homogêneos compatibilizados ....	101
Quadro 24 – Dimensionamento do reforço asfáltico pelo método DNER-PRO 11/79 para o cenário otimista.....	102
Quadro 25 – Dimensionamento do reforço asfáltico pelo método DNER-PRO 11/79 para o cenário realista .....	103
Quadro 26 – Dimensionamento do reforço asfáltico pelo método DNER-PRO 11/79 para o cenário pessimista .....	103
Quadro 27 - Comparação entre as espessuras obtidas pelo método DNER-PRO 11/79 para os cenários otimista, realista e pessimista .....	105
Quadro 28 – Dimensionamento do reforço asfáltico pelo método DNER-PRO 269/94 para o cenário otimista.....	106
Quadro 29 – Dimensionamento do reforço asfáltico pelo método DNER-PRO 269/94 para o cenário realista .....	107
Quadro 30 – Dimensionamento do reforço asfáltico pelo método DNER-PRO 269/94 para o cenário pessimista .....	108

Quadro 31 - Comparação entre as espessuras obtidas pelo método DNER-PRO 269/94 para os cenários otimista, realista e pessimista .....	110
Quadro 32 – Bacias de deflexão representativa dos segmentos homogêneos ..	111
Quadro 33 - Módulos de elasticidade efetivos obtidos por retroanálise .....	112
Quadro 34 - Espessura de reforço obtida pelo método empírico-mecanicista e respectivo N admissível para o cenário otimista.....	113
Quadro 35 - Espessura de reforço obtida pelo método empírico-mecanicista e respectivo N admissível para o cenário realista .....	113
Quadro 36 - Espessura de reforço obtida pelo método empírico-mecanicista e respectivo N admissível para o cenário pessimista .....	114
Quadro 37 – Vida útil estimada do reforço asfáltico em função das espessuras dimensionadas pelos diferentes métodos para o cenário otimista.....	119
Quadro 38 – Vida útil estimada do reforço asfáltico em função das espessuras dimensionadas pelos diferentes métodos para o cenário realista .....	120
Quadro 39 – Vida útil estimada do reforço asfáltico em função das espessuras dimensionadas pelos diferentes métodos para o cenário pessimista .....	121
Quadro 38 – Bacias de deflexão de campo e teórica do segmento homogêneo 1 .....	131
Quadro 39 – Módulos de elasticidade obtidos por retroanálise do segmento homogêneo 1 .....	131
Quadro 40 – Bacias de deflexão de campo e teórica do segmento homogêneo 2 .....	132
Quadro 41 – Módulos de elasticidade obtidos por retroanálise do segmento homogêneo 2 .....	132
Quadro 42 – Bacias de deflexão de campo e teórica do segmento homogêneo 3 .....	133
Quadro 43 – Módulos de elasticidade obtidos por retroanálise do segmento homogêneo 3 .....	133
Quadro 44 – Bacias de deflexão de campo e teórica do segmento homogêneo 4 .....	134
Quadro 45 – Módulos de elasticidade obtidos por retroanálise do segmento homogêneo 4 .....	134
Quadro 46 – Bacias de deflexão de campo e teórica do segmento homogêneo 5 .....	135
Quadro 47 – Módulos de elasticidade obtidos por retroanálise do segmento homogêneo 5 .....	135
Quadro 48 – Bacias de deflexão de campo e teórica do segmento homogêneo 6 .....	136
Quadro 49 – Módulos de elasticidade obtidos por retroanálise do segmento homogêneo 6 .....	136
Quadro 50 – Bacias de deflexão de campo e teórica do segmento homogêneo 7 .....	137
Quadro 51 – Módulos de elasticidade obtidos por retroanálise do segmento homogêneo 7 .....	137

Quadro 52 – Bacias de deflexão de campo e teórica do segmento homogêneo 8	138
Quadro 53 – Módulos de elasticidade obtidos por retroanálise do segmento homogêneo 8	138
Quadro 54 – Bacias de deflexão de campo e teórica do segmento homogêneo 9	139
Quadro 55 – Módulos de elasticidade obtidos por retroanálise do segmento homogêneo 9	139
Quadro 56 – Bacias de deflexão de campo e teórica do segmento homogêneo 10	140
Quadro 57 – Módulos de elasticidade obtidos por retroanálise do segmento homogêneo 10	140
Quadro 58 – Simulações para dimensionamento do reforço pelo método empírico mecanicista (segmento homogêneo 1)	141
Quadro 59 – Simulações para dimensionamento do reforço pelo método empírico mecanicista (segmento homogêneo 2)	142
Quadro 60 – Simulações para dimensionamento do reforço pelo método empírico mecanicista (segmento homogêneo 3)	143
Quadro 61 – Simulações para dimensionamento do reforço pelo método empírico mecanicista (segmento homogêneo 4)	144
Quadro 62 – Simulações para dimensionamento do reforço pelo método empírico mecanicista (segmento homogêneo 5)	146
Quadro 63 – Simulações para dimensionamento do reforço pelo método empírico mecanicista (segmento homogêneo 6)	147
Quadro 64 – Simulações para dimensionamento do reforço pelo método empírico mecanicista (segmento homogêneo 7)	148
Quadro 65 – Simulações para dimensionamento do reforço pelo método empírico mecanicista (segmento homogêneo 8)	149
Quadro 66 – Simulações para dimensionamento do reforço pelo método empírico mecanicista (segmento homogêneo 9)	150
Quadro 67 – Simulações para dimensionamento do reforço pelo método empírico mecanicista (segmento homogêneo 10)	151
Quadro 68 – Vida útil estimada do reforço asfáltico para o segmento homogêneo 1	153
Quadro 71 – Vida útil estimada do reforço asfáltico para o segmento homogêneo 2	154
Quadro 71 – Vida útil estimada do reforço asfáltico para o segmento homogêneo 3	155
Quadro 71 – Vida útil estimada do reforço asfáltico para o segmento homogêneo 4	156
Quadro 71 – Vida útil estimada do reforço asfáltico para o segmento homogêneo 5	157
Quadro 71 – Vida útil estimada do reforço asfáltico para o segmento homogêneo 6	158

Quadro 71 – Vida útil estimada do reforço asfáltico para o segmento homogêneo 7 .....	159
Quadro 71 – Vida útil estimada do reforço asfáltico para o segmento homogêneo 8 .....	160
Quadro 71 – Vida útil estimada do reforço asfáltico para o segmento homogêneo 9 .....	161
Quadro 71 – Vida útil estimada do reforço asfáltico para o segmento homogêneo 10 .....	162

## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

AASHO	<i>American Association of State Highways Officials</i>
AASHTO	<i>American Association of State Highway and Transportation Officials</i>
Abeda	Associação Brasileira das Empresas Distribuidoras de Asfalto
BISAR	<i>Bitumen Stress Analysis in Roads</i>
CAUQ	Concreto Asfáltico Usinado a Quente
CBR	<i>California Bearing Ratio</i>
CBUQ	Concreto Betuminoso Usinado a Quente
CNT	Confederação Nacional de Transportes
CONTRAN	Conselho Nacional de Trânsito
CV	Coefficiente de Variação
DEINFRA	Departamento Estadual de Infraestrutura/SC
DNER	Departamento Nacional de Estradas de Rodagem
DNIT	Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes
ESRD	Eixo simples rodagem dupla
ESRS	Eixo simples rodagem simples
ETD	Eixo tandem duplo
ETT	Eixo tandem triplo
FC	Fator de equivalência de carga
FV	Fator de veículo
FWD	<i>Falling Weight Deflectometer</i> Deflectômetro de impacto
HRB	<i>Highway Research Board</i>
IGG	Índice de Gravidade Global
IGI	Índice de Gravidade Individual
IRI	<i>International Roughness Index</i> Índice de Irregularidade Internacional
ISC	Índice de Suporte Califórnia
N	Número equivalente de eixos-padrão
P	Peso bruto total sobre o eixo
QI	Quociente de Irregularidade
R	Raio de curvatura
SC	Santa Catarina
SNV	Sistema Nacional Viário
TR	Trincamento
USACE	<i>United States Army Corps of Engineers</i> Corpo de Engenheiros do Exército Americano

VB  
VDMA

Viga Benkelman  
Volume Médio Diário Anual



## SUMÁRIO

<b>1 INTRODUÇÃO .....</b>	<b>29</b>
1.1 OBJETIVOS .....	31
1.1.1 Objetivo Geral.....	31
1.1.2 Objetivos Específicos .....	31
1.2 CONTEÚDO E ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO .....	31
 <b>2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....</b>	 <b>33</b>
2.1 PAVIMENTOS RODOVIÁRIOS .....	33
2.1.1 Pavimentos flexíveis.....	34
2.2 DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTOS FLEXÍVEIS .....	35
2.2.1 Evolução dos processos de dimensionamento .....	36
2.2.2 Métodos de dimensionamento.....	38
2.3 DETERIORAÇÃO DOS PAVIMENTOS FLEXÍVEIS .....	39
2.3.1 Desempenho funcional.....	40
2.3.2 Desempenho estrutural.....	41
2.3.3 Desempenho quanto à segurança.....	41
2.4 AVALIAÇÃO DOS PAVIMENTOS FLEXÍVEIS .....	42
2.4.1 Avaliação objetiva de superfície .....	42
2.4.2 Avaliação das condições estruturais .....	45
2.5 RECUPERAÇÃO DE PAVIMENTOS .....	51
2.5.1 Técnicas de reabilitação estrutural.....	52
2.5.2 Segmentos homogêneos .....	54
2.5.3 Parâmetros e critérios de dimensionamento de reforços asfálticos ....	55
 <b>3. MATERIAIS E MÉTODOS.....</b>	 <b>63</b>
3.1 ENQUADRAMENTO .....	63
3.2 ESTADO FUNCIONAL DO PAVIMENTO.....	65
3.2.1 Avaliação objetiva da superfície .....	66

3.2.2 Irregularidades do perfil longitudinal.....	68
3.3 ESTADO ESTRUTURAL DO PAVIMENTO.....	69
3.3.1 Deflexão recuperável .....	69
3.3.2 Investigação geotécnica .....	70
3.4 TRÁFEGO ATUANTE .....	71
3.4.1 Número N .....	72
3.4.2 Cenários de carregamento .....	74
3.5 DIVISÃO EM SEGMENTOS HOMOGÊNEOS .....	75
3.5.1 Segmentos deflectométricos .....	75
3.5.2 Compatibilização dos segmentos homogêneos.....	76
3.6 MÉTODOS EMPÍRICOS DE DIMENSIONAMENTO DE REFORÇO....	77
3.6.1 DNER-PRO 11/79 – Método B .....	77
3.6.2 DNER-PRO 269/94 – Método da Resiliência (TECNAPAV) .....	79
3.7 MÉTODO EMPÍRICO-MECANICISTA.....	82
3.7.1 Definição das bacias de deflexão e retroanálise.....	83
3.7.2 Misturas betuminosas empregadas no reforço e determinação das espessuras .....	84
<b>4. RESULTADOS.....</b>	<b>87</b>
4.1 ANÁLISE DO ESTADO FUNCIONAL DO PAVIMENTO.....	87
4.2 ANÁLISE DO ESTADO ESTRUTURAL DO PAVIMENTO .....	90
4.3 TRÁFEGO ATUANTE .....	92
4.3.1 Vida útil do reforço asfáltico.....	94
4.4 DIVISÃO EM SEGMENTOS HOMOGÊNEOS .....	99
4.5 MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO DE REFORÇO .....	102
4.5.1 DNER-PRO 11/79 – Método B .....	102
4.5.2 DNER-PRO 269/94 – Método da Resiliência (TECNAPAV) .....	105
4.6 MÉTODO EMPÍRICO-MECANICISTA.....	110
4.7 ANÁLISE COMPARATIVA DOS MÉTODOS APLICADOS .....	115

4.7.1 Estimativa da redução da vida útil do reforço asfáltico em função das espessuras dimensionadas .....	118
<b>5. CONSIDERAÇÕES FINAIS.....</b>	<b>123</b>
5.1 RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	125
<b>REFERÊNCIAS .....</b>	<b>127</b>
<b>APÊNDICE A – Resultados da retroanálise .....</b>	<b>131</b>
<b>APÊNDICE B – Simulações para dimensionamento do reforço asfáltico utilizando o método empírico-mecanicista.....</b>	<b>141</b>
<b>APÊNDICE C – Estimativa da vida útil do reforço asfáltico em função das espessuras dimensionadas .....</b>	<b>153</b>



## 1 INTRODUÇÃO

No Brasil, predomina o transporte rodoviário com uma malha de 1.691.163,8 quilômetros de estradas e rodovias nacionais (DNIT, 2013). O sistema é responsável por 96% do deslocamento de passageiros e 62% do transporte de carga (CNT, 2012). Essas proporções expressam a importância da infraestrutura rodoviária para a nação: seja para a mobilidade da população, para o transporte interno de produtos ou para o escoamento da produção excedente.

A opção pelo modal rodoviário data do início da república. Mas, foi nas décadas de 1940 e 1950 que ocorreu o grande impulso da construção rodoviária brasileira. Decorrente dos avanços na pavimentação ocorridos durante a 2ª Guerra Mundial, no âmbito mundial, e da criação do Fundo Rodoviário Nacional no país em 1946, cerca de 110 mil quilômetros de rodovias foram pavimentadas entre os anos de 1942 e 1985 (BERNUCCI *et al.*, 2008).

Segundo dados do Sistema Nacional Viário (SNV), em 2013, aproximadamente 203 mil quilômetros da malha viária nacional são pavimentados (DNIT, 2013). De acordo com a 16ª Pesquisa CNT de Rodovias, realizada pela Confederação Nacional de Transportes em 2012, em 95.707 km de rodovias federais e estaduais pavimentadas avaliadas, 62,7% (equivalente a 60.053 quilômetros) apresentam comprometimentos e exigem reparos e, os 37,3% restantes estão em condições favoráveis (ótimo e bom). Quanto à avaliação qualitativa do pavimento, 45,9% se encontra em condições regulares a péssimas, em contrapartida aos 54,1% que apresentam condições favoráveis (CNT, 2012). Mesmo com parte dos pavimentos em boas condições, vale destacar que a alternância de trechos bons e ruins compromete a segurança dos usuários.

Com o objetivo de investigar a utilização dos métodos empíricos e empírico-mecanicista, realiza-se um estudo comparativo por meio do dimensionamento do reforço asfáltico de um trecho da rodovia BR-282, que não mais oferece boas condições de rolamento, conforto e segurança aos usuários. Nesta análise, também são avaliadas as diferenças de resultados decorrentes do aumento da carga dos veículos pela legislação brasileira.

Os pavimentos rodoviários são construídos com o objetivo de proporcionar conforto e segurança aos que neles trafegam. Dimensionados para uma vida útil de 10 a 20 anos, geralmente, sob ação do tráfego e das condições ambientais, os pavimentos tendem a

degradar-se no decorrer do tempo. Corrobora para a redução do desempenho cada vez mais precoce, o aumento da quantidade e excesso de carga transportada nas rodovias.

Apesar dos investimentos realizados por parte do governo e dos recentes programas de investimentos e desenvolvimento de infraestruturas de transportes, o montante investido ainda encontra-se aquém do necessário. Estima-se que seriam necessários 190 bilhões de reais para a solução dos atuais entraves das rodovias do país (CNT, 2012). A qualidade da infraestrutura rodoviária interfere diretamente no fluxo socioeconômico do país. Garantir a qualidade da infraestrutura de rodagem implica na redução de custos de transporte, permitindo, por exemplo, que os nossos produtos se tornem mais competitivos no mercado.

A rodovia, e em especial o pavimento, em razão da importância do transporte no complexo da atividade socioeconômica, dentro de uma perspectiva de longo prazo deve apresentar permanentemente um desempenho satisfatório.

Neste contexto, a gerência, conservação e manutenção viárias devem ser indispensáveis para garantir um desempenho satisfatório. No entanto, a realidade brasileira é precária: adiam-se as medidas corretivas até o ponto em que simples medidas de restauração não são mais suficientes para retomar a habilitação do pavimento. Além disso, rodovias em condições precárias acarretam em aumento do número de acidentes e gastos com manutenção e consumo de combustíveis dos veículos.

No Brasil, o Manual de Restauração de Pavimentos Asfálticos do Departamento Nacional de Infraestrutura e Transportes - DNIT (BRASIL, 2006c) elenca as diretrizes e recomendações para avaliação e projetos pertinentes à restauração e conservação de pavimentos asfálticos. Para o dimensionamento de reforços asfálticos, o supracitado manual abarca quatro diferentes métodos empíricos. Contudo, sabe-se que métodos mais modernos capazes de englobar as características dos materiais de construção do reforço, os métodos empíricos mecanicistas, já vêm sendo utilizados em outros países.

Visto que os métodos empíricos de dimensionamento de reforços de pavimentos flexíveis encontram-se desatualizados em relação, principalmente, ao tráfego atualmente imposto, este trabalho visa também contribuir para a melhoria dos métodos de dimensionamento. Métodos mais dinâmicos e flexíveis no sentido de que o engenheiro projetista possa contemplar inúmeras condições do pavimento e critérios

de dimensionamento tendem a tornar o processo do dimensionamento mais preciso contribuindo assim para a durabilidade dos pavimentos.

## 1.1 OBJETIVOS

### 1.1.1 Objetivo Geral

O objetivo geral deste Trabalho de Conclusão de Curso é comparar o uso do método empírico-mecanicista em relação aos métodos empíricos tradicionais para dimensionamento de reforço de pavimentos flexíveis, utilizando-se para isto o estudo de caso da rodovia BR-282, trecho km 15,5 ao 25,5 em Santa Catarina.

### 1.1.2 Objetivos Específicos

Com a finalidade de atingir o objetivo geral, os seguintes objetivos específicos foram definidos:

- a) Estudar os métodos empíricos de dimensionamento de reforço de pavimentos flexíveis do Manual de Restauração de Pavimentos Asfálticos do DNIT: DNER PRO-11/79 e DNER PRO-269/94;
- b) Estudar os métodos empírico-mecanicistas de dimensionamento;
- c) Dimensionar o reforço asfáltico de um trecho de rodovia utilizando os métodos empíricos;
- d) Realizar simulações para dimensionar a espessura de reforço asfáltico de um trecho de rodovia por meio do método empírico-mecanicista;
- e) Comparar os resultados obtidos pela aplicação dos métodos;
- f) Estimar a redução da vida útil do reforço asfáltico para diferentes cenários de carregamento verificando a ação das cargas por meio do tráfego;
- g) Propor alternativas para as metodologias de restauração atualmente vigentes.

## 1.2 CONTEÚDO E ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

Este trabalho está estruturado da seguinte forma:

### **Capítulo 1 – Introdução**

No primeiro capítulo, faz-se a apresentação geral do assunto e dos objetivos gerais e específicos, os quais delimitaram as diretrizes deste trabalho. É também apresentada a estrutura e a organização do trabalho.

### **Capítulo 2 – Revisão bibliográfica**

O segundo capítulo aborda aspectos da literatura referente ao tema do trabalho: conceito, função e constituição dos pavimentos. Ênfase será dada aos pavimentos flexíveis, aos métodos de dimensionamento e evolução, à caracterização do pavimento em serviço, aos meios de avaliação, e aos parâmetros e critérios de dimensionamento de reforços asfálticos.

### **Capítulo 3 - Materiais e métodos**

No terceiro capítulo são expostos os passos para a análise dos dados, os materiais utilizados e os métodos de dimensionamento necessários para atingir os objetivos propostos.

### **Capítulo 4 – Resultados**

No quarto capítulo, são apresentados, interpretados e discutidos os resultados da análise dos dados bem como dos cálculos dos dimensionamentos efetuados por três diferentes métodos.

### **Capítulo 5: Conclusão e recomendações para trabalhos futuros**

No quinto capítulo, conclusões e recomendações para trabalhos futuros, fundamentadas a partir dos resultados obtidos, são apresentadas as conclusões e perspectivas para o desenvolvimento de trabalhos futuros.

Por fim, são listadas as **referências** utilizadas durante a execução deste trabalho e os **apêndices**.



## 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 PAVIMENTOS RODOVIÁRIOS

De acordo com o Manual de Pavimentação do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT), o termo pavimento significa:

Superestrutura constituída por um sistema de camadas de espessuras finitas, assentes sobre um semi-espaço considerado teoricamente como infinito – a infraestrutura ou terreno de fundação, a qual é designada de subleito (BRASIL, 2006b).

A estrutura, pavimento, além atender a função estrutural de resistir às tensões do carregamento, deve permitir a circulação dos veículos com comodidade e segurança, durante um determinado período de projeto, sob a ação do tráfego e nas condições climáticas às quais o pavimento ficará exposto (BRANCO; PEREIRA; PICADO SANTOS, 2005).

Branco, Pereira e Picado Santos (2005) afirmam que o comportamento de um pavimento é função do tráfego, das ações climáticas, de sua constituição (o número de camadas e a característica dos materiais) e das características do solo de fundação.

Os pavimentos rodoviários são classificados em rígidos, semirrígidos e flexíveis. Estas designações referem-se à diferença de comportamento quando solicitados por um carregamento em determinadas condições climáticas. Os pavimentos flexíveis (ou asfálticos) são aqueles em que todas as camadas constituintes sofrem deformação elástica significativa sob a ação do carregamento. Enquanto que nos pavimentos rígidos (ou de concreto), o revestimento de concreto possui uma elevada rigidez e é responsável por absorver praticamente todas as tensões do carregamento aplicado (BRASIL, 2006c). Os pavimentos semirrígidos apresentam um comportamento intermediário, com deformabilidade reduzida, em relação aos dois tipos de pavimentos anteriores.

Segundo dados da Associação Brasileira das Empresas Distribuidoras de Asfalto (Abeda), mais de 90% da malha rodoviária nacional pavimentada são de revestimento asfáltico (ABEDA; 2013), e estes são objeto deste estudo.

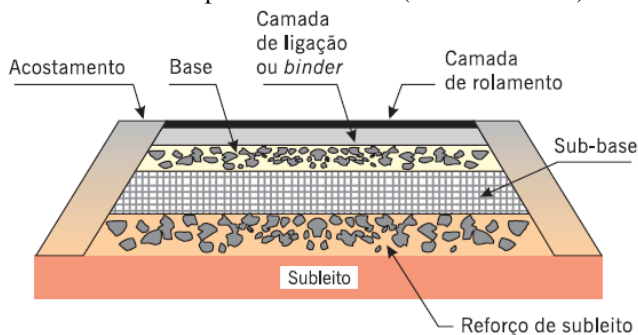
### 2.1.1 Pavimentos flexíveis

Os pavimentos flexíveis ou asfálticos são assim designados pela forma como se comportam quando submetidos a um dado carregamento e pelo material que constitui o seu revestimento, respectivamente.

No pavimento flexível todas as camadas estão submetidas a deformações (elásticas reversíveis e plásticas) e, portanto, a carga se distribui em parcelas aproximadamente equivalentes entre as camadas (BRASIL, 2006c). Por esta razão, a capacidade de suporte é função das características de distribuição das cargas por um sistema de camadas sobrepostas, onde as de melhor qualidade estão posicionadas mais próximas da carga aplicada.

O pavimento flexível é composto por quatro camadas principais: revestimento asfáltico, base, sub-base e reforço do subleito (Figura 1). A camada superficial do pavimento que fica em contato direto com as rodas dos veículos, o revestimento asfáltico, é composta por uma mistura basicamente de agregados e ligantes asfálticos e, pode ser composta por camadas de ligação e de rolamento. Branco, Pereira e Picado Santos (2005) enfatizam que essa estrutura de camadas do pavimento é variável em função dos materiais que as constituem, da resistência do solo de fundação e da intensidade do tráfego para qual a rodovia será projetada. Dependendo do volume de tráfego, da capacidade de suporte do subleito, da rigidez e espessura das camadas, e condições ambientais, pode-se ter a ausência de uma ou mais camadas. As camadas do pavimento ficam apoiadas sobre o subleito da estrada.

Figura 1 – Estrutura do pavimento flexível (corte transversal)



Fonte: Bernucci *et al.* (2008).

Bernucci *et al.* (2008) afirmam que quanto a funcionalidade, o revestimento asfáltico deve resistir diretamente às ações do tráfego e transmiti-las de forma atenuada às camadas inferiores, impermeabilizar o pavimento além de proporcionar conforto e segurança ao usuário. Devido às tensões e deformações induzidas pelas cargas do tráfego na camada asfáltica, e propagadas às camadas subadjacentes, tem-se os dois estados limites últimos de ruína dos pavimentos flexíveis: o trincamento do revestimento asfáltico e a deformação permanente da estrutura (conhecida como “trilhas de roda”) (BRANCO; PEREIRA; PICADO SANTOS, 2005).

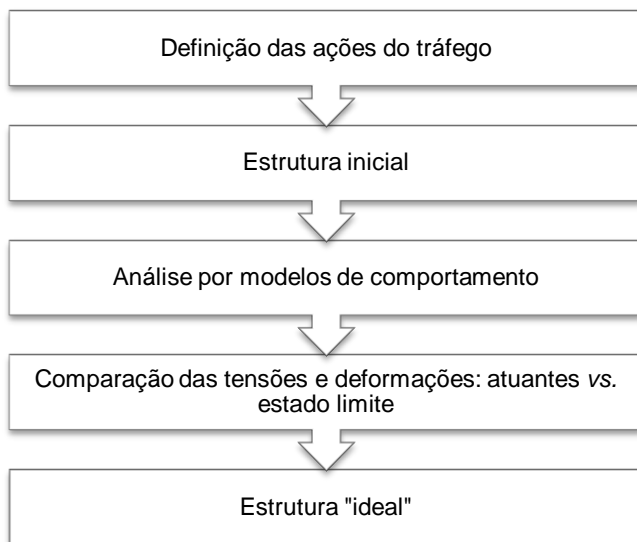
Quanto às camadas inferiores, base, sub-base e reforço do subleito, possuem função estrutural predominante. De acordo com Branco, Pereira e Picado Santos (2005), por serem constituídas, em geral, de materiais granulares, resistem a esforços de compressão que são máximos a superfície e reduzem com a profundidade, proporcional às características resistentes das camadas constituintes do pavimento.

Neste contexto, limitar as tensões e deformações na estrutura do pavimento, por meio da combinação de materiais e espessuras das camadas constituintes, é o objetivo da mecânica dos pavimentos (MEDINA, 1997).

## 2.2 DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTOS FLEXÍVEIS

O dimensionamento de qualquer estrutura de engenharia tem por finalidade estabelecer as dimensões e materiais de modo que o projeto dimensionado seja exequível, com a melhor qualidade e menor custo possíveis. Não obstante, o dimensionamento de pavimentos flexíveis também se enquadra neste conceito e pode ser genericamente descrito por um conjunto de etapas como pode ser visualizado na Figura 2.

Figura 2 - Esquema de dimensionamento de pavimentos flexíveis



Fonte: Adaptado de Branco, Pereira e Picado Santos (2005).

Embora o processo seja esquematicamente simples, a sua aplicação envolve variáveis de difícil determinação: tráfego solicitante, condições climáticas, comportamento mecânico e caracterização dos materiais, entre outros (BRANCO; PEREIRA; PICADO SANTOS, 2005).

### 2.2.1 Evolução dos processos de dimensionamento

No início do século XX, era praticamente inexistente o dimensionamento de pavimentos rodoviários. As cargas atuantes nas estruturas eram insignificantes e o projeto de estruturas rodoviárias era essencialmente empírico: utilizavam-se sempre as mesmas espessuras para materiais semelhantes.

Com a expansão da malha rodoviária no mundo, se tornaram necessários organismos oficiais para administrar as estradas. Surge, então, uma preocupação em se observar o comportamento dos pavimentos.

Os primeiros catálogos de dimensionamento de pavimentação surgiram a partir da observação dos experimentos realizados em escala natural na *American Association of State Highways Officials* (AASHO)

Road Test entre as décadas de 1920 e 1930, em Illinois nos Estados Unidos. O método empírico então criado baseava-se em algumas considerações: os materiais utilizados para a construção do pavimento e o carregamento do tráfego eram semelhantes e a variabilidade da resistência do solo de fundação era expressa em função do índice CBR (*California Bearing Ratio*), em português, ISC (Índice de Suporte Califórnia). Pelos materiais e carregamentos não terem grande variabilidade, o método desenvolvido por Porter com base nos ensaios realizados pela California Division Highways (PORTER, 1950 *apud* BERNUCCI *et al.*, 2008) teve fiabilidade durante algum período.

Com a II Guerra Mundial (1939-45), os aviões militares impuseram um novo tipo de tráfego que causava a ruptura do pavimento. Era necessário ser considerado um novo parâmetro no dimensionamento dos pavimentos: a carga por roda. Além disso, o grande surto econômico e desenvolvimento tecnológico do período pós-guerra deram um grande incremento nos processos de dimensionamento e execução de pavimentos (BRANCO; PEREIRA; PICADO SANTOS, 2005).

Neste contexto, era preciso adaptar os métodos até então empíricos às novas situações emergentes. A partir dos anos de 1940, surgiram as primeiras tentativas de obtenção de modelos teóricos com base na Teoria da Elasticidade, de modo que fosse criado um método racional independente da experiência de construção e observação.

Durante as décadas seguintes, houve um desenvolvimento da metodologia do CBR, desenvolvida por Porter, pelo Corpo de Engenheiros do Exército Americano (*United States Army Corps of Engineers* - USACE). Uma série de experimentos realizados na *American Association of State Highway and Transportation Officials* - AASHTO *Road Test* culminou com a publicação, em 1961, do primeiro manual de dimensionamento de pavimentos que serviu de base para a formulação dos métodos de dimensionamento de pavimentos em outros países, como o Brasil.

Os trabalhos que dizem respeito ao dimensionamento de pavimentos flexíveis foram publicados numa série de Conferências Internacionais que ocorreram a partir de 1962. Segundo Branco, Pereira e Picado Santos (2005), a conferência de Londres, realizada em 1972, representou um momento decisivo. A partir daquele ano, começaram a prever métodos de dimensionamento que integravam modelos de comportamento dos materiais e do pavimento (abordagem racional ou analítica) com a experiência da análise dos pavimentos. Esses métodos são designados empírico-mecanicistas.

A evolução do tráfego, cada vez mais intenso e pesado, e a necessidade de tratar alguns materiais não tradicionais aliados aos resultados das pesquisas conduzidas na década de 1980, tiveram como reflexo a adoção e difusão de métodos de dimensionamento empírico-mecanicistas. Contribuíram para isto os avanços nos ensaios dinâmicos em campo, a avaliação elástica dos materiais por retroanálise e as análises das tensões com o emprego de programas computacionais (BRASIL, 2006c).

Apesar da grande evolução, sabe-se que estes métodos de dimensionamento empírico-mecanicistas não são corriqueiramente utilizados no mundo subdesenvolvido. Por outro lado, muitos países desenvolvidos já aderiram a essa sistemática de dimensionamento. Novas abordagens, ainda mais teóricas e racionais, vêm sendo estudadas, mas, não são de aplicação prática e simples e ainda apresentam algumas fragilidades (BRANCO; PEREIRA; PICADO SANTOS, 2005).

## **2.2.2 Métodos de dimensionamento**

### **2.2.2.1 Métodos empíricos**

Os métodos empíricos de dimensionamento baseiam-se em experiências repetidas no campo e correlacionam o desempenho do pavimento com algumas propriedades dos materiais utilizados na construção (BEZERRA NETO, 2004).

De acordo com o autor, possuem a vantagem de serem facilmente empregados, pois os ensaios de caracterização exigidos são simples e não requerem aparelhagem sofisticada. Entretanto, são bastante limitados pelas condições de contorno (materiais de construção, clima da região, condições de tráfego) não permitindo uma generalização adequada para outras regiões, novos materiais e diferentes cargas de tráfego.

Benevides (2000) afirma que os métodos empíricos se limitam a prever espessuras ideais, satisfazendo apenas o critério de ruptura por deformação permanente (trilhas de roda).

Uma abordagem empírica, precursora de outros métodos, é o método embasado no ensaio CBR desenvolvido pelo engenheiro O. J. Porter. Inicialmente, ficou conhecido como método Califórnia e posteriormente como do USACE. Tanto o método do USACE quanto o método brasileiro DNER/1981 utilizam-se de correlações empíricas a partir de observações da pista experimental da AASHTO.

A utilização dos métodos empíricos de dimensionamento predominou até a década de 1980, quando os métodos empírico-mecanicistas foram desenvolvidos.

#### 2.2.2.2 Métodos empírico-mecanicistas

Segundo Lopes (2009), os métodos empírico-mecanicistas recebem esta designação por integrarem modelos de comportamento dos materiais e do pavimento embora, algumas variáveis ainda são ponderadas com a experiência proveniente da observação do comportamento real dos pavimentos.

A metodologia da análise estrutural consiste, para os diferentes tipos de pavimentos, em colocar determinados materiais, em determinadas espessuras, e verificar por um processo iterativo, qual a estrutura do pavimento que cumpre os critérios de dimensionamento (INIR, 2009).

A verificação desses critérios, como por exemplo, o de fadiga e de deformação permanente, procura limitar a ocorrência de degradações estruturais nas camadas do pavimento durante a vida útil, restringindo a magnitudes das tensões e deformações passíveis de serem impostas aos materiais (LOPES, 2009). Controla-se a deformação de tração máxima ( $\epsilon_t$ ) no revestimento betuminoso e a deformação vertical de compressão máxima ( $\epsilon_v$ ) no topo do solo de fundação induzidas por um eixo-padrão e comparam-se com as deformações e tensões limites admissíveis.

Os métodos empírico-mecanicistas foram desenvolvidos na década de 1980, mas, ganharam visibilidade e aplicação prática depois dos anos 90 com o desenvolvimento e utilização de softwares apropriados (BRASIL, 2006c).

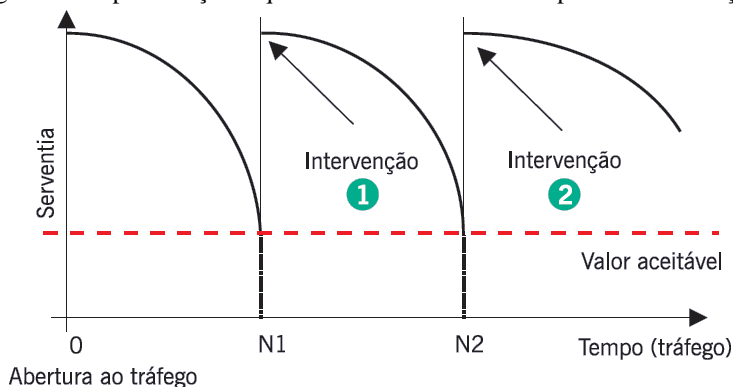
### 2.3 DETERIORAÇÃO DOS PAVIMENTOS FLEXÍVEIS

Pavimentos são concebidos para durarem um determinado período. Durante este período ou “ciclo de vida”, a estrutura sofre um processo de deterioração que deve ser entendido, segundo Brasil (2006c), como: “o decréscimo da condição ou da serventia”. Bernucci *et al.* (2008) acrescenta que a perda de serventia do pavimento é decorrente de dois fatores principais: a ação do tráfego e as intempéries.

As deteriorações comprometem o desempenho e a qualidade do pavimento nos âmbitos funcional, estrutural e quanto à segurança.

Com a evolução da degradação, o pavimento atinge um estado de deterioração em que as condições de utilização não são mais aceitáveis sendo necessário, portanto proceder à intervenção (Figura 3). Para a escolha do tipo de intervenção ideal a realizar e para um planejamento adequando para a intervenção, é preciso ter conhecimento do estado atual da degradação do pavimento (REIS, 2009).

Figura 3 – Representação esquemática da curva de desempenho e intervenções



Fonte: Bernucci *et al.* (2008).

### 2.3.1 Desempenho funcional

O desempenho funcional é definido como a capacidade de o pavimento fornecer uma superfície de rolamento com serventia adequada (BRASIL, 2006c). Para Bernucci *et al.* (2008) a integridade da superfície é de suma importância uma vez que a existência de defeitos ou irregularidades afeta diretamente o usuário diminuindo o conforto. Estudos realizados na “AASHO Road Test” concluíram que a irregularidade longitudinal era o fator que mais afetava a avaliação dos usuários.

A irregularidade longitudinal é definida pela Norma DNER – PRO 164/94 como “o desvio da superfície da rodovia em relação a um plano de referência, que afeta a dinâmica dos veículos, a qualidade ao rolamento e as cargas dinâmicas sobre a via”. É uma grandeza física que pode ser medida direta ou indiretamente.



No Brasil, recomenda-se, especialmente para rodovias com elevado volume de tráfego, o valor do Índice de Irregularidade Internacional - IRI (do inglês, *International Roughness Index*) menor ou igual a 3,5, como gatilho para a deflagração da restauração do pavimento (BRASIL, 2006c).

### **2.3.2 Desempenho estrutural**

O desempenho estrutural refere-se à capacidade de um pavimento apresentar-se estruturalmente íntegro, sem apresentar falhas ou defeitos significativos (BRASIL, 2006c). Falhas ou defeitos que ocorrem nos pavimentos são codificados e classificados pela norma DNIT 005/2003 – *TER: Defeitos nos pavimentos asfálticos - Terminologia*. Os tipos de defeitos catalogados pela norma supracitada para determinar a qualidade da superfície do pavimento são: fendas, afundamentos (nas trilhas de roda), corrugação e ondulações transversais, exsudação, desgaste ou desagregação, panela ou buraco, e remendos.

O mapeamento dos defeitos é realizado por meio de levantamento expedito em seções amostrais da pista. Trata-se de um processo demorado e parcial. O Manual de Restauração de Pavimentos Asfálticos (BRASIL, 2006c) menciona que ensaios deflectométricos são os mais apropriados para a interpretação do comportamento estrutural. Deformações excessivas indicam a necessidade de uma investigação mais detalhada que inclua coleta de amostras e ensaios das camadas do pavimento.

Conforme citado por Branco, Pereira e Picado Santos (2005), os resultados da avaliação da capacidade estrutural de um pavimento são utilizados com o objetivo de apoiar no dimensionamento das camadas de reforço, cuja eficácia quanto à capacidade de aumentar a rigidez do pavimento pode ser avaliada através da redução da deflexão medida, após a realização desse reforço.

### **2.3.3 Desempenho quanto à segurança**

Um pavimento deve garantir condições de rolamento seguras e confortáveis ao usuário. A avaliação da segurança está condicionada a dois fatores: a resistência à derrapagem e o potencial de hidroplanagem. Esses fatores dependem de condições, tais como: aderência pneu-pavimento; atrito da superfície (textura); drenagem da pista; a

velocidade do veículo; dentre outros (BRASIL, 2006 c; BERNUCCI *et al.*, 2008).

## 2.4 AVALIAÇÃO DOS PAVIMENTOS FLEXÍVEIS

Para que uma via seja confortável e segura ao usuário é imprescindível a execução e manutenção do pavimento de forma a prolongar as características no maior tempo possível dentro dos parâmetros de aceitação. A importância deste monitoramento da via desde a sua abertura ao tráfego é importante para que as medidas corretivas sejam tomadas no momento em que conduza a um menor custo do ciclo de vida (BRASIL, 2006c). Sendo assim, ao acompanhar o estado de degradação do pavimento é possível maximizar a qualidade global (SANTOS, 2009).

A condição de um pavimento representa o nível de degradação resultante dos processos associados ao meio ambiente e ao seu uso incessante pelo tráfego. Para uma completa avaliação da qualidade dos pavimentos devem ser adotados parâmetros de referência, já normalizados, tais como (BRASIL, 2006c): “estado superficial; condições estruturais; condições de rugosidade longitudinais; avaliação das solicitações do tráfego; condições de aderência pneu-pavimento”.

### 2.4.1 Avaliação objetiva de superfície

A condição de superfície de um pavimento asfáltico deve ser levantada, analisando os seus defeitos e causas, e atribuídos indicadores numéricos que classifiquem o seu estado geral.

O levantamento de defeitos é normatizado pelo DNIT e consiste em anotações em planilhas dos defeitos visualizados a olho nu e determinação do afundamento nas trilhas de roda com treliça metálica com precisão de 0,5mm.

O Índice de Gravidade Global (IGG), determinado a partir do levantamento de defeitos, é calculado para seções amostrais da pista. No caso de rodovia de pista simples, as estações são inventariadas a cada 20m, alternados entre faixas (BERNUCCI *et al.*, 2008). Os defeitos são anotados conforme a terminologia e codificação apresentados nos quadros a seguir.

Quadro 1 – Quadro resumo dos defeitos – fendas

Fendas				Código	Classe (FC)		
Fissuras				FI	-	-	-
Trincas no revestimento geradas por deformação permanente excessiva e/ou decorrentes do fenômeno de fadiga	Trincas isoladas	Transversais	Curtas	TTC	1	2	3
			Longas	TTL	1	2	3
		Longitudinais	Curtas	TLC	1	2	3
			Longas	TLL	1	2	3
	Trincas interligadas	“Jacaré”	Sem erosão de borda	J	-	2	-
			Com erosão de borda	JE	-	-	3
Trincas no revestimento não atribuídas ao fenômeno de fadiga	Trincas isoladas	Devido à retração térmica ou dissecação da base (solo-cimento) ou do revestimento		TRR	1	2	3
	Trincas interligadas	“Bloco”	Sem erosão de borda	TB	-	2	-
			Com erosão de borda	TBE	-	-	3

Fonte: Brasil (2006c).

Nota: <sup>1</sup>Sem erosão acentuada nas bordas das trincas. <sup>2</sup>Com erosão acentuada nas bordas das trincas.

Quadro 2 – Quadro resumo dos defeitos – outros defeitos

Outros defeitos				Código
Afundamento	Plástico	Local	Devido à fluência plástica de uma ou mais camadas do pavimento ou do subleito	ALP
		Da trilha		ATP
	De consolidação	Local	Devido à consolidação diferencial ocorrente em camadas do pavimento ou do subleito	ALC
		Da trilha		ATC
Ondulação / corrugação – Ondulações transversais causadas por instabilidade da mistura betuminosa constituinte do revestimento ou da base.				O
Escorregamento (do revestimento betuminoso)				E
Exsudação do ligante betuminoso no revestimento				EX
Desgaste acentuado na superfície do revestimento				D
“Panelas” ou buracos decorrentes da desagregação do revestimento e às vezes de camadas inferiores				P
Remendos		Superficial		RS
		Profundo		RP

Fonte: Brasil (2006c).

De acordo com o Manual de Restauração de Pavimentos Asfálticos (BRASIL, 2006c), os defeitos são os seguintes:

- Fendas (F)

São descontinuidades na superfície do pavimento podendo assumir o aspecto de fissuras, trincas isoladas longitudinais ou transversais e trincas interligadas tipo couro de jacaré ou tipo bloco.

De acordo com a abertura das fendas, são classificadas em FC-1, FC-2 e FC-3. As fendas FC-1 apresentam aberturas maiores do que as fissuras e menores que 1,0mm, as trincas com abertura superior a 1,0mm são classificadas como FC-2 e FC-3, sem e com erosão de borda, respectivamente.

- Afundamentos

São derivados de deformações permanentes do revestimento asfáltico ou das camadas inferiores e caracterizam-se por depressão da superfície do pavimento

- Ondulação ou corrugação

São deformações transversais ao eixo da pista decorrentes da ruptura por cisalhamento no revestimento ou na interface entre o revestimento e o material de base. São defeitos típicos de regiões de aceleração ou frenagem dos veículos.

- Escorregamento do revestimento

Decorrente da fluência do revestimento asfáltico, é um movimento horizontal do revestimento causando pelos esforços tangenciais de aceleração e frenagem. Apresentam formato característico de meia lua.

- Exsudação

O excesso de ligante acumula-se na superfície formando uma película ou filme e se caracteriza por manchas de diferentes dimensões. Estas manchas comprometem a aderência pneu-pavimento principalmente em dias chuvosos comprometendo a segurança do usuário.

- Desgaste

É a perda dos agregados da superfície ou ainda do mástique junto aos agregados. A superfície do pavimento torna-se áspera.

- Panelas ou buracos

É uma cavidade no revestimento asfáltico. Dependendo da profundidade, o defeito pode ser muito grave, pois afeta estruturalmente o pavimento, permitindo a percolação da água através das camadas do pavimento. Do ponto de vista funcional, compromete a segurança ao tráfego e o custo de transporte.

- Remendos

É uma porção do revestimento onde o material original foi removido e substituído por outro material. Os remendos são considerados defeitos quando provocam desconforto.

## 2.4.2 Avaliação das condições estruturais

Bernucci *et al.* (2008) assegura que a avaliação estrutural do pavimento está diretamente associada à capacidade de carga. Os defeitos estruturais resultam da repetição de cargas e manifestam-se em duas componentes, a saber: deformação elástica ou recuperável e deformação plástica ou permanente.

As deformações elásticas ou recuperáveis são aquelas que após a retirada da carga não são mais perceptíveis. Causam, portanto, a flexão alternada do pavimento sob a ação do carregamento dinâmico levando a ruptura por fadiga do revestimento betuminoso no caso dos pavimentos flexíveis (BRASIL, 2006c). Convencionalmente denominada deflexão, é uma maneira bastante usual de avaliação estrutural do pavimento em uso (BERNUCCI *et al.*, 2008). Branco, Pereira e Picado Santos (2005) afirmam que “deflexões elevadas podem indicar potencialmente um mau

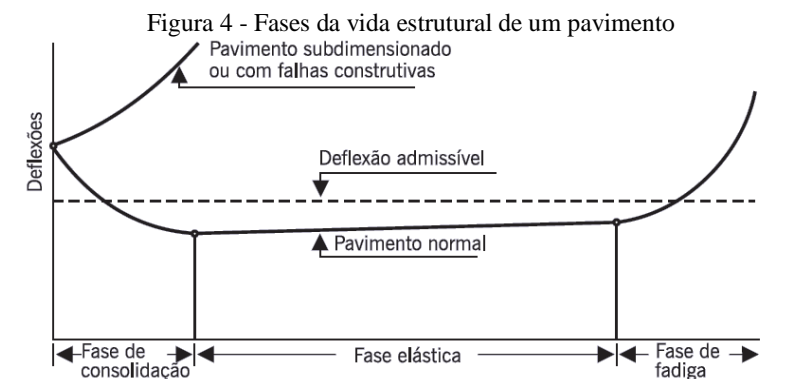
pavimento”. Brasil (2006c) acrescenta que “quanto maior o seu valor, mais elástica é a estrutura, e maior o seu comprometimento estrutural”.

As deformações permanentes apresentam caráter residual e são perceptíveis mesmo ao interromper a ação da carga. São conhecidas como trilhas de roda e constituem um parâmetro de avaliação tanto estrutural quanto funcional. A função do pavimento pode ser afetada caso as flechas (deformações nas trilhas de roda) excedam certos limites e, então, comprometam as condições de rolagem, conforto e segurança.

O conhecimento da condição estrutural do pavimento é salutar para o projetista determinar a adequação estrutural do pavimento, o grau de restauração a ser submetido além da seleção e dimensionamento da alternativa mais adequada à situação real (BRASIL, 2006c). Para Branco, Pereira e Picado Santos (2005), as deflexões constituem o melhor indicador da qualidade estrutural do pavimento. Quantificá-las torna possível a caracterização da capacidade de suporte do conjunto pavimento-fundação, identificando também a contribuição das camadas granulares.

A avaliação estrutural do pavimento pode ser feita por meio dos dados obtidos: no mapeamento expedito dos defeitos de superfície, nos ensaios destrutivos e nos ensaios não destrutivos. Ênfase será dada aos equipamentos utilizados nos ensaios não destrutivos e suas características operacionais.

A deflexão vem sendo utilizada como variável de entrada em muitos métodos de dimensionamento de reforço de pavimentos. A execução do reforço deve ter lugar quando os níveis de defeitos excederem os limites de aceitação (BRASIL, 2006c). A Figura 4 exemplifica a situação quando o defeito se tratar de deflexões.



Fonte: Brasil (2006c).

### 2.4.2.1 Medição de deflexões

O Manual de Restauração de Pavimentos Asfálticos (BRASIL, 2006c), define que “a deflexão de um pavimento representa a resposta das camadas estruturais e do subleito à aplicação do carregamento”. Esta resposta depende de características, tais como: da espessura das camadas do pavimento, do módulo de deformabilidade dos materiais e do ponto de aplicação da carga.

Bernucci *et al.* (2008) afirma que os equipamentos de medição de deflexão mais utilizados no Brasil são de duas gerações distintas: a Viga Benkelman, introduzida no Brasil em 1950, e o deflectômetro de impacto (do inglês, *Falling Weight Deflectometer* – FWD), em 1994. Ambos são equipamentos utilizados em avaliações não destrutivas.

Embora os resultados obtidos não sejam representativos das condições de serviço devido às baixas velocidades de ensaio (BRANCO; PEREIRA e PICADO SANTOS, 2005), os ensaios não destrutivos avaliam a deflexão recuperável máxima na superfície do revestimento e são bastante apropriados para avaliação da capacidade estrutural.

A medida de deflexão máxima recuperável obtida com a viga Benkelman é a ferramenta mais utilizada no meio rodoviário para projetos de reforço de pavimentos, tanto para a identificação das deficiências da estrutura como para a definição das espessuras de camadas de reforço (BORGES, 2001).

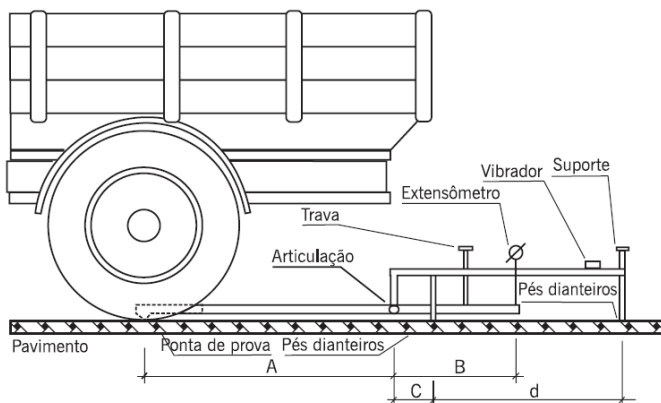
Esses equipamentos permitem determinar, dentre outros parâmetros, a deflexão máxima que ocorre sob o centro da carga, no caso do FWD ou sob o centro das rodas duplas de um eixo simples quando se tratar da Viga Benkelman. A deflexão,  $d_0$ , normalmente é expressa centésimos de milímetro (0,01 mm).

### 2.4.2.2 Viga Benkelman

A viga Benkelman é o instrumento mais simples e para o levantamento de deflexões de pavimentos. Consiste de uma viga horizontal apoiada sobre três pés que necessita de um caminhão com

eixo traseiro simples de roda dupla carregado com 8,2t, para aplicar uma carga quase estática sob a qual será medida a deformação elástica em um extensômetro solidário à viga (BRASIL, 2006c). Um esquema do funcionamento da viga pode ser visto na Figura 5 e uma fotografia de medidas com viga Benkelman na Figura 6.

Figura 5 - Esquema de funcionamento de Viga Benkelman



Fonte: DNER ME 24 (1994).

Figura 6 – Ensaio com a Viga Benkelman



Fonte: DVS (2013).

O ensaio com a viga convencional é trabalhoso e de pouca precisão (BERNUCCI *et al.*, 2008). Além do mais, segundo Branco, Pereira e Picado Santos (2005), o elevado tempo de operação deste



equipamento torna inviável a execução do ensaio em um elevado número de ponto do pavimento, ao longo de um determinado trecho.

#### 2.4.2.3 Deflectômetro de impacto (FWD)

Os deflectômetros de impacto (Figura 7), do inglês *Falling Weight Deflectometer* – FWD, como o próprio nome sugere, são destinados a medir a resposta do pavimento sob a ação de uma carga de impacto. Branco, Pereira e Picado Santos (2005) afirmam que a velocidade de aplicação da força no ensaio simula a passagem de um veículo a 60 – 80 km/h.

Figura 7 - Equipamento tipo FWD



Fonte: Dynatest (2013).

O ensaio é realizado por um sistema que consiste em um equipamento totalmente automatizado rebocado por um veículo utilitário que carrega um computador responsável pela aquisição dos dados (BERNUCCI *et al.*, 2008). Uma vez que a carga é aplicada, os sensores acoplados em um suporte em diferentes posições realizam a leitura do deslocamento obtendo-se assim a linha de deslocamentos. O equipamento registra não só as deflexões, mas também a distância percorrida e as temperaturas do pavimento e do ambiente. De acordo com Borges (2001), os deflectômetros tipo FWD vêm sendo cada vez mais utilizados devido a sua versatilidade, rapidez, acurácia nas medições, registro automático e maior produtividade.

#### 2.4.2.4 Correlações entre os equipamentos de ensaio

Com o uso cada vez mais frequente do equipamento FWD, devido a uma série de vantagens em relação à viga, torna-se necessária a conversão das deflexões obtidas pelo FWD em deflexões equivalentes da viga Benkelman.

Neste sentido, Borges (2001) realizou um estudo na malha rodoviária estadual catarinense e obteve modelos de correlação que são expostos no Quadro 3.

Quadro 3 - Correlações entre FWD e Viga Benkelman

Tipo	Camadas	Material / espessura (cm)	Correlação
I	Revestimento Base Sub-base	CAUQ (4 a 6) Brita graduada Macadame seco	$D_{VB} = 1,202D_{FWD} - 1,087$ $R^2 = 0,72$
			$D_{VB} = 1,224D_{FWD}$ $R^2 = 0,72$
II	Revestimento Base Sub-base	CAUQ (4 a 6) Brita graduada Brita graduada	$D_{VB} = 1,184D_{FWD} 0,631$ $R^2 = 0,63$
			$D_{VB} = 1,173D_{FWD}$ $R^2 = 0,63$
III	Revestimento Base Sub-base	CAUQ (4 a 6) Brita graduada Solo estabilizado	$D_{VB} = 1,160D_{FWD} + 1,659$ $R^2 = 0,75$
			$D_{VB} = 1,185D_{FWD}$ $R^2 = 0,75$
IV	Revestimento Base Sub-base	CAUQ (4 a 6) Seixo britado Seixo parcialmente britado	$D_{VB} = 1,214D_{FWD} - 3,672$ $R^2 = 0,72$
			$D_{VB} = 1,132D_{FWD}$ $R^2 = 0,72$
V	Revestimento Base Sub-base	CAUQ (8 a 12) Brita graduada Macadame seco	$D_{VB} = 1,515D_{FWD} - 5,267$ $R^2 = 0,77$
			$D_{VB} = 1,388D_{FWD}$ $R^2 = 0,77$
VI	Revestimento Base Sub-base	CAUQ (8 a 12) Brita graduada Brita graduada	$D_{VB} = 1,320D_{FWD} - 10,435$ $R^2 = 0,76$
			$D_{VB} = 1,067D_{FWD}$ $R^2 = 0,73$
VII	Revestimento Base Sub-base	CAUQ (8 a 12) Brita graduada Solo estabilizado	$D_{VB} = 1658D_{FWD} 17,773$ $R^2 = 0,87$
			$D_{VB} = 1,335D_{FWD}$ $R^2 = 0,83$
VIII	Revestimento Base Sub-base	CAUQ (8 a 12) Seixo britado Seixo parcialmente britado	$D_{VB} = 1,325D_{FWD} - 4,455$ $R^2 = 0,58$
			$D_{VB} = 1,207D_{FWD}$ $R^2 = 0,58$

Fonte: Borges (2001).

## 2.5 RECUPERAÇÃO DE PAVIMENTOS

Espera-se que um pavimento no momento de sua abertura ao tráfego possua todas as suas condições de economia, conforto e segurança asseguradas. Contudo, ao longo do tempo o pavimento sofre

processos de deterioração, decorrentes das ações do tráfego e do meio ambiente, até atingir um estado em que os critérios mínimos estruturais não mais satisfazem (SANTOS, 2009). Este momento corresponde ao final do ciclo de vida útil tornando necessária a recuperação do pavimento.

A recuperação do pavimento é definida pelo Manual de Restauração de Pavimentos Asfálticos como sendo “o processo a ser aplicado a um pavimento desgastado, com o objetivo de restabelecer as suas adequadas características técnicas” (BRASIL, 2006c). As intervenções físicas aplicáveis subdividem-se em: restauração e/ou reabilitação.

A restauração e a reabilitação são processos que se distinguem pela característica do pavimento quanto ao ciclo de vida útil. A restauração é aplicada a pavimentos que apresentam desempenho compatível com os modelos de previsão e ainda não alcançou o estágio final do ciclo de vida correspondente. Já a reabilitação, verifica-se que o pavimento não mais oferece condições apropriadas de desempenho funcional e estrutural satisfatório; as anomalias são irreversíveis e o pavimento já sofreu ruína.

### **2.5.1 Técnicas de reabilitação estrutural**

A maioria dos pavimentos atinge os seus níveis de serviço mínimos antes mesmo do final do ciclo de vida programado, sendo necessário recorrer a medidas de recuperação a nível estrutural devido, principalmente, ao aumento do tráfego pesado e das cargas transportadas (SANTOS, 2009). As alternativas de restauração/reabilitação compreende aquelas que incrementam a capacidade estrutural por meio da incorporação de novas camadas –reforço- ou o tratamento das camadas existentes – reciclagem (Bernucci et al., 2008). Em condições extremamente deficientes, pode ainda ser necessária a reconstrução parcial ou total do pavimento.

#### **2.5.1.1 Reforço**

Para Santos (2009), o processo de reabilitação estrutural de pavimentos tradicional compreende a execução de camas de reforço. De acordo com o órgão nacional rodoviário, o reforço do pavimento é:

O aporte estrutural, constituído de uma ou mais camadas betuminosas, a ser(em) sobreposta(s) a um pavimento existente, após devidamente executadas as correções superficiais necessárias, com a finalidade de torná-lo apto a cumprir um novo ciclo de vida (BRASIL, 2006c).

Segundo Bernucci *et al.* (2008), os tipos de camadas geralmente utilizados são concreto asfáltico, misturas descontínuas e o pré-misturado a quente. Nos últimos anos, tem-se verificado a adoção de novos materiais como concretos asfálticos modificados por polímeros ou por borracha moída de pneus (FONTES, 2009).

Em alguns casos, é preciso previamente executar a fresagem das camadas betuminosas degradadas de forma a minimizar a propagação de trincas, retardando a sua reflexão nas novas camadas (BERNUCCI *et al.*, 2008). Em situações em que o pavimento se encontra com graves problemas estruturais pode não ser conveniente a adoção do reforço. Deflexões elevadas conduzem a camadas de reforço muito espessas podendo não ser economicamente viável (BRANCO; PEREIRA; PICADO SANTOS, 2005). No Brasil, as metodologias empíricas de cálculo de espessuras de reforços são normatizadas e encontram-se disponíveis no Manual de Restauração de Pavimentos Asfálticos.

### 2.5.1.2 Reciclagem

A reciclagem de pavimentos é uma técnica que pode ter como objetivo a reabilitação estrutural, mas também apenas a reabilitação das características superficiais. Consiste no reaproveitamento de materiais degradados, removidos por fresagem, com a adição de novos materiais (agregados e ligantes) de forma a compor uma nova camada de pavimento (BRANCO; PEREIRA e PICADO SANTOS, 2005). Além da recuperação do pavimento, a técnica contribui para a redução do impacto ambiental uma vez que há a reutilização dos resíduos.

As principais técnicas de reciclagem, citadas por Santos (2009), são:

- Reciclagem a frio com cimento;
- Reciclagem a frio com emulsão asfáltica;
- Reciclagem a frio com asfalto espuma;
- Reciclagem morna com emulsão asfáltica;
- Reciclagem a quente.

Outra vantagem desta técnica é que evita os problemas relacionados com o ajuste vertical, dentre eles: a altura livre em túneis, profundidade de sarjetas, altura de meios-fios, bocas-de-lobo e poços de visita (BRASIL, 2006c).

#### 2.5.1.3 Reconstrução

Esta técnica de reabilitação do pavimento embora menos comum, é apropriada quando se pretende restituir as condições de serviço do pavimento que se encontra próximo, ou já, no estado de ruína estrutural (SANTOS, 2009).

Neste processo, é feita a remoção parcial ou total da espessura do pavimento com posterior execução de novas camadas estruturais (BRASIL, 2006c). Santos (2009) enfatiza este tipo de intervenção é bastante utilizada quando a capacidade de suporte da fundação é ruim a ponto de nem mesmo a execução de espessas camadas de reforço ser suficiente para atender o critério de ruína dos pavimentos, a deformação permanente.

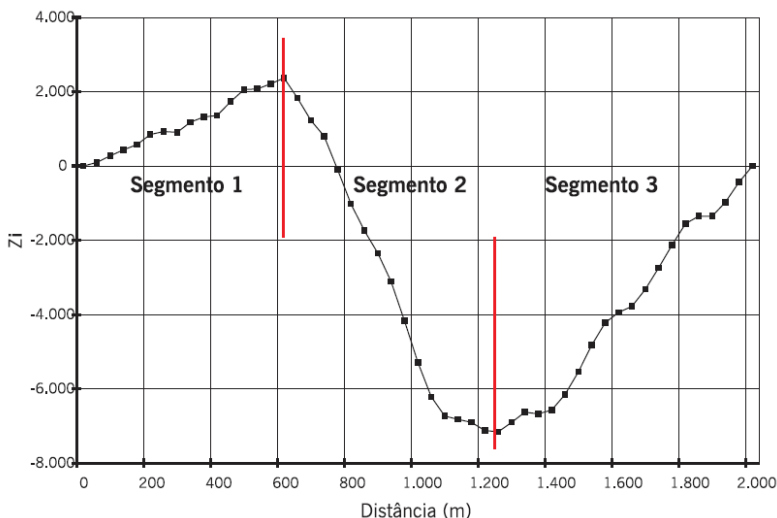
#### 2.5.2 Segmentos homogêneos

Para fazer a análise da capacidade estrutural e de alternativas de restauração, definem-se os segmentos homogêneos.

O parâmetro utilizado para avaliar indiretamente a capacidade de carga do pavimento é a deflexão máxima recuperável. A delimitação dos segmentos homogêneos a partir do levantamento deflectométrico é realizada de acordo com o método da AASHTO (1993) descrito pelo Manual de Restauração de Pavimentos Asfálticos (BRASIL, 2006c). O procedimento faz uso do método das diferenças acumuladas.

Depois de realizado o procedimento de cálculo, são plotados gráficos, a exemplo da Figura 8, que tornam mais ilustrativos e fáceis de identificar a homogeneidade dos segmentos. Definidos os segmentos homogêneos, são calculados todos os valores característicos que os representam e servirão de variáveis de entrada para as soluções adotadas (BRASIL, 2006c).

Figura 8 – Exemplo de delimitação de segmentos homogêneos pelo método das diferenças acumuladas



Fonte: AASHTO (1993).

### 2.5.3 Parâmetros e critérios de dimensionamento de reforços asfálticos

Para dimensionar o reforço asfáltico necessário de forma garantir o desempenho satisfatório do pavimento, é de extrema importância o conhecimento de alguns parâmetros do pavimento existente bem como de alguns critérios que deverão ser verificados para que a rodovia não apresente perda de serventia excessiva no período do horizonte de projeto. Para pavimentos flexíveis, este período geralmente é de dez anos incluindo o ano de abertura ao tráfego.

#### 2.5.3.1 Solicitações do pavimento

As ações fundamentais a serem consideradas no dimensionamento de pavimentos flexíveis são: a carga do tráfego transmitida pelas rodas dos veículos e as variações climáticas que interferem diretamente no comportamento da mistura asfáltica. Essas solicitações acarretam, no decorrer do tempo, na perda de características

fundamentais para a manutenção do desempenho da rodovia (BRANCO; PEREIRA; PICADO SANTOS, 2005).

#### *2.5.3.1.1 Tráfego de projeto*

A avaliação da solicitação do tráfego é de fundamental importância para o dimensionamento do pavimento. Determinar o tráfego de projeto significa obter o valor do tráfego atual e estimá-lo para o período de projeto do pavimento por meio de estimativas de crescimento. Uma vez estimado o carregamento para um determinado ano, deve-se ter definido a classificação e carregamento da frota. A conversão do tráfego misto em um número equivalente de operações de um eixo considerado padrão é feito pelo fator de equivalência de carga. (BRASIL, 2006a).

Os fatores de equivalência de carga (FC) comumente utilizados são aqueles desenvolvidos pelo Corpo de Engenheiro do Exército Norte-Americano (USACE) e da AASHTO. Ambos utilizam o eixo-padrão de 8,2 toneladas.

O número equivalente “N”, variável utilizada nos métodos de dimensionamento de pavimentos flexíveis, é definido pelo número de repetições de um eixo-padrão que causa o mesmo efeito degradador que o tráfego previsto sobre a estrutura do pavimento.

#### *2.5.3.1.2 Temperatura de serviço*

O comportamento do revestimento asfáltico é um fator determinante no comportamento do pavimento flexível. Por se tratar de uma camada diretamente exposta às solicitações e de grande importância à resistência estrutural do pavimento, o módulo de deformabilidade e rigidez do revestimento são proporcionais às variações de temperatura (clima). Esta temperatura é designada “temperatura de serviço” e deve ser levada em consideração durante o dimensionamento (BRANCO; PEREIRA; PICADO SANTOS, 2005).

Diferentes métodos abarcam esta variável por meio de diferentes correlações. A temperatura de serviço, que representa a sazonalidade dos diferentes locais para qual o pavimento será projetado, é um parâmetro típico das abordagens empírico-mecanicistas. O parâmetro é adotado, por exemplo, no método da Shell.



### 2.5.3.2 Características mecânicas dos materiais

O conhecimento das características mecânicas, módulo de deformabilidade e coeficiente de Poisson, dos materiais que constituem as camadas do pavimento são essenciais para a modelagem da estrutura a ser calculada em programas que permitem a análise elástica-linear.

Os módulos de deformabilidade do solo e dos materiais granulares dependem de vários fatores e recursos de ensaios de campo ou laboratoriais (SANTOS, 2009). Na prática, recorre-se a fórmulas expeditas que permitem estimar os módulos de deformabilidade a partir de outras propriedades mais fáceis de determinar, como o CBR.

Os módulos de deformabilidade dos solos de fundação podem ser estimados pelas equações 01 e 02 (Powell *et al.*, 1984 *apud* BRANCO; PEREIRA; PICADO SANTOS, 2005).

$$E_{sf} = 5 \text{ a } 6 . \text{CBR} \quad (01)$$

$$E_{sf} = 17,6 . \text{CBR}^{0,64} \quad (02)$$

Onde:

$E_{sf}$  = módulo de deformabilidade do solo de fundação, em MPa;

CBR = *California Bearing Ratio* (capacidade de carga do solo (%)).

Os módulos das camadas granulares, base ou sub-base, podem ser estimados a partir do módulo de deformabilidade do solo de fundação e da espessura da camada granular, através das equações 03 e 04 (Claessen *et al.*, *apud* BRANCO; PEREIRA; PICADO SANTOS, 2005).

$$E_g = k . E_{sf} \quad (03)$$

$$k = 0,2 h_{cg}^{0,45} \quad (04)$$

Onde:

$E_g$  = módulo de deformabilidade da camada granular (MPa);

$E_{sf}$  = módulo de deformabilidade do solo de fundação (MPa);

$h_{cg}$  = espessura da camada granular sobre o solo de fundação (mm).

Para esta expressão, o autor recomenda que os valores de  $k$  estejam compreendidos entre 1,5 e 4,0. Não há dados de recomendações para o Brasil.

No caso da caracterização mecânica dos materiais betuminosos, existem equações, como a Shell e de Nottingham, que permite a estimativa dos módulos de deformabilidade. Contudo, é recomendável que essa caracterização do material, bem como ensaios de desempenho (fadiga e deformação permanente), sejam realizados durante o projeto da mistura.

Quadro 4 – Valores recomendados para o coeficiente de Poisson

Camada	Coeficiente de Poisson
Solo de fundação	0,35 a 0,45
Camadas granulares	0,30 a 0,40
Materiais betuminosos	0,35

Fonte: Adaptado de Branco, Pereira e Picado Santos (2005).

Branco, Pereira e Picado Santos (2005) enfatizam que embora existam valores usuais de coeficientes de Poisson para as camadas do pavimento, pequenas diferenças nos valores tem pouca influência nos resultados.

#### 2.5.3.2.1 Retroanálise

O método que permite determinar o módulo de deformabilidade de cada camada e do solo de fundação por interpretação das bacias de deflexão é a retroanálise, do inglês *backcalculation*.

O processo consiste em entrar com as espessuras das camadas do pavimento no programa e arbitrar valores de módulos de deformabilidade para cada material, obtendo-se assim uma bacia de deflexão teórica. Esta é simulada por programas de cálculo automático como o BISAR (*Bitumen Stress Analysis in Roads*), o ELSYM5, o RETRAN2CL e outros. O processo é repetido até que uma determinada combinação de módulos das camadas faça coincidir as bacias de deflexão de campo e teórica (BERNUCCI *et al.*, 2008).

Os módulos de deformabilidade são arbitrados considerando valores usuais representados no Quadro 5.

Quadro 5 - Módulos de deformabilidade usuais para camadas do pavimento

Camada / material	Módulo de deformabilidade (MPa)
Revestimento asfáltico trincado	7000 a 9000 (T=15°C)
	5000 a 6000 (T=20°C)
	3000 a 4000 (T=25°C)
Revestimento asfáltico trincado	500 a 1000
Penetração betuminosa	500 a 1000
Agregado tratado com cimento	10000 a 20000
Solo-cimento	1000 a 5000
Base granular britada	150 a 300
Sub-base granular britada	100 a 200
Solos selecionados	60 a 100

Fonte: EP-JAE, 1995 *apud* Francisco (2012).

A retroanálise apresenta as seguintes vantagens (BERNUCCI *et al.*, 2008):

- Minimiza o número de sondagens geotécnicas;
- Possibilita a obtenção dos módulos nas condições de campo;
- Os ensaios não-destrutivos são mais rápidos e menos onerosos.

### 2.5.3.3 Outros parâmetros

Outros parâmetros, não menos importantes, que devem ser conhecidos pelo projetista são:

- As espessuras das camadas do pavimento existente, obtidas por investigação geotécnica e complementadas com o histórico do pavimento;
- Condições deflectométricas como deflexão máxima recuperável e bacia de deflexões;
- Condições superficiais do pavimento: inventários de defeitos, levantamento de condições de regularidade superficiais, entre outros.

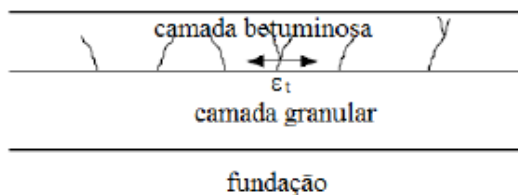
#### 2.5.3.4. Critérios de ruína dos pavimentos flexíveis

Os critérios de ruína, situações limites em relação às quais os pavimentos são analisados nos métodos empíricos-mecanicistas de dimensionamento, são: fadiga e deformação permanente.

##### 2.5.3.4.1 Fadiga

O critério de fadiga (Figura 9), caracterizado pelo trincamento excessivo da camada de revestimento betuminosa, deve ser controlado pela deformação de tração,  $\varepsilon_t$ , na base da camada betuminosa.

Figura 9 - Representação esquemática do critério de ruína à fadiga



Fonte: Santos (2009).

A fadiga dos materiais, denominada lei de fadiga, relaciona o valor da deformação com o número de vezes que um determinado carregamento pode ser repetido até a ruína do material, ou seja, permite determinar a vida útil do pavimento (SANTOS, 2009). As leis de fadiga são expressas na forma da equação 05.

$$N = a \cdot \varepsilon_t^{-b} \quad (05)$$

Onde:

$N$  = número admissível de repetições do eixo-padrão;

$\varepsilon_t$  = deformação de tração;

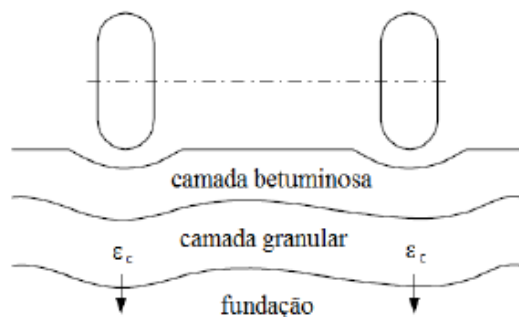
$a$  e  $b$  = constantes da lei de fadiga determinadas experimentalmente em laboratório.

##### 2.5.3.4.2 Deformação permanente

O critério da deformação permanente (Figura 10) é caracterizado pela deformação vertical excessiva, originando as “trilhas de roda” na

superfície de pavimento. Controla-se para este critério a deformação vertical de compressão,  $\epsilon_v$ , no topo do solo de fundação (subleito).

Figura 10 – Representação esquemática do critério à deformação permanente



Fonte: Santos (2009).



### 3. MATERIAIS E MÉTODOS

#### 3.1 ENQUADRAMENTO

No âmbito deste trabalho, os conceitos anteriormente descritos foram aplicados em um trecho da rodovia BR-282.

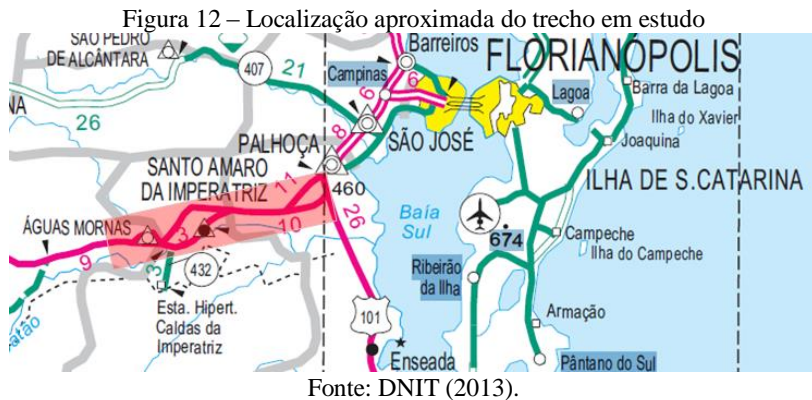
A BR-282 é uma rodovia transversal que corta o estado de Santa Catarina e contempla a ligação entre Florianópolis/SC e Paraíso/SC (divisa com a Argentina), conforme Figura 11. A rodovia é predominantemente em pista simples, à exceção de alguns trechos em perímetros urbanos. É administrada pelo DNIT, o qual é responsável pelo gerenciamento e manutenção da via.

Figura 11 - Localização da BR-282 em Santa Catarina



Fonte: Brasil (2013).

O trecho estudado estende-se do km 15,500 (entroncamento BR-101) ao km 25,500 e abrange os municípios de Palhoça e Santo Amaro da Imperatriz. Uma localização aproximada do trecho pode ser visualizada na Figura 12, destacada em sombreamento vermelho. Transitam veículos nos dois sentidos, com uma faixa de rolamento em cada sentido, as duas faixas de tráfego possuem 7,3 metros de largura. Na parte inicial do trecho, km 15,500 ao 20,060, o acostamento encontra-se em obras. No trecho em perímetro urbano, aproximadamente do km 20,060 ao 23,680, não há acostamento. Na parte final do trecho estudado, km 23,680 ao 25,500, o acostamento encontra-se em boas condições.



Os dados de caracterização funcional e estrutural do pavimento foram disponibilizados pela sede local do DNIT em São José/SC, a saber:

- Avaliação da condição de superfície e Inventário do estado de superfície do pavimento (2010);
- Condição defletométrica - FWD (2013);
- Avaliação de irregularidade longitudinal (2013);
- Contagem classificatória e direcional de tráfego (2009);
- Boletim de sondagem e resultado dos ensaios de granulometria das camadas (201-).

Além dos ensaios supracitados, obteve-se um breve histórico do pavimento da rodovia. A segmentação, o período construtivo e as medidas recentes de conservação podem ser descritas da seguinte forma:

- Entroncamento BR-101 (Palhoça) até Interseção para o Bairro Guarda – km 15,500 ao 20,060

O projeto original de pavimentação do trecho, Lote 4, data do ano de 1979, sendo que as obras foram paralisadas em 1988. A implantação do segmento ocorreu efetivamente em 1994, com a conclusão das obras de pavimentação apenas no ano de 2001. A readequação do projeto original de 1979 foi concluída em 1997 (DNIT, 2009).

- Interseção para o Bairro Guarda até a Interseção Leste de Acesso a Santo Amaro da Imperatriz – km 20,060 ao 23,680

Esse segmento sofreu mudança de traçado em relação à alternativa original do projeto de 1979. No ano de 1999, foi elaborado o projeto intitulado “Contorno de Santo Amaro da Imperatriz” que previa o recapeamento do trecho sobre paralelepípedo existente. A



pavimentação do segmento foi também concluída em 2001 (DNIT, 2009).

O segmento é um caso particular, pois, o traçado constitui uma sobreposição de duas jurisdições: a estadual, representada pelo Departamento Estadual de Infraestrutura/SC (DEINFRA), e a federal, pelo DNIT, ou seja, rodovia coincidente. Sendo assim, as responsabilidades de cada órgão com relação ao gerenciamento e manutenção do segmento.

- Interseção Leste de Acesso a Santo Amaro da Imperatriz até Interseção a Águas Mornas – km 23,680 ao 32,440

Este segmento faz parte do traçado original projetado em 1979 e foi concluído em 1994. No ano de 1997, devido ao elevado grau de trincamento, foi elaborado pelo DEINFRA um projeto de restauração que previa a correção localizada das áreas mais degradadas. A restauração foi implantada no ano de 2001 do km 23,680 ao 30,540. Após a conclusão da pavimentação em 2001, entre os anos de 2007 e 2009, o DNIT efetuou, não só a manutenção rotineira mas também reparos localizados através de fresagem descontínua e recomposição da camada asfáltica existente (DNIT, 2009).

Atualmente, a restauração e recuperação da rodovia BR-282/SC está inserida no Programa CREMA 2ª Etapa, um programa do governo federal que prevê investimentos em infraestrutura para o desenvolvimento do país.

### 3.2 ESTADO FUNCIONAL DO PAVIMENTO

Para a caracterização funcional do pavimento foram utilizados dados dos seguintes ensaios: Avaliação da Irregularidade Longitudinal e Inventário das Condições de Superfície.

A Avaliação da Irregularidade Longitudinal foi realizada em cada uma das faixas da pista de rolamento pelo equipamento RSP 5051 Mark III em abril de 2013. O relatório do ensaio fornece os dados: km inicial e final de cada seção investigada com extensão de 200 metros; a velocidade instantânea do aparelho em km/h; os valores de “IRI” e “QI” detalhados em trilha esquerda, trilha direita e média; além de observações como marco quilométrico e o início e término de obras de arte especiais.

A inspeção visual foi realizada com base na norma DNIT 008/2003 – PRO “Levantamento visual contínuo para avaliação da superfície de pavimentos flexíveis e semirrígidos”. O inventário de condições de superfície realizado no ano de 2010 na rodovia encontra-se

registrado em seções amostrais de 20 metros de extensão. Para cada seção amostral é especificada a ocorrência ou não de um determinado defeito e, em caso positivo, a porcentagem de ocorrência do defeito na seção amostral. O mapeamento aborda as ocorrências listadas a seguir, de acordo com a codificação da terminologia “Defeitos nos Pavimentos Flexíveis e Semirrígidos”.

- Trincas isoladas: fissuras (FI), trincas isoladas transversais curtas (TTC), trincas isoladas transversais longas (TTL), trincas isoladas longitudinais curtas (TLC), trincas isoladas longitudinais longas (TLL) e trincas isoladas devido à retração térmica (TRR);
- FC-2: trincas interligadas tipo “jacaré” sem erosão de borda (J) e trincas interligadas tipo “bloco” sem erosão de borda (TB);
- FC-3: trincas interligadas tipo “jacaré” com erosão de borda (JE) e trincas interligadas tipo “bloco” com erosão de borda (TBE);
- Afundamento plástico local (ALP);
- Afundamento plástico da trilha (ATP);
- Ondulações/corrugações (O);
- “Painéis” ou buracos (P);
- Exsudação do ligante betuminoso no revestimento (Ex);
- Desgaste acentuado na superfície do revestimento (D);
- Remendos (R);
- Afundamento de consolidação local (ALC);
- Afundamento de consolidação da trilha (ATC);
- Escorregamento do revestimento betuminosos (E);
- Flechas medidas em milímetros nas trilhas de rodas interna (TRI) e externa (TRE).

### 3.2.1 Avaliação objetiva da superfície

Com os dados coletados no inventário das condições superficiais do pavimento é possível determinar o Índice de Gravidade Global (IGG). Os procedimentos de cálculo do índice são especificados na norma DNIT 006/2003 – PRO e baseia-se na atribuição de pesos ou fatores de ponderação aplicáveis a cada ocorrência de defeito.

O Índice de Gravidade Individual é calculado por meio da equação 06.

$$IGI = fr \times fp$$

(06)

Onde:

fr = frequência relativa;

fp = fator de ponderação, obtido de acordo com o Quadro 6.

Quadro 6 - Planilha de cálculo do Índice de Gravidade Global

Item	Natureza do defeito	Frequência absoluta	Frequência absoluta considerada	Frequência relativa	Fator de ponderação
1	Trincas isoladas FI, TTC, TTL, TLC, TLL, TRR				0,2
2	(FC-2) J, TB				0,5
3	(FC-3) JE, TBE		---		0,8
4	ALP, ATP		---		0,9
5	O e P		---		1,0
6	EX		---		0,5
7	D		---		0,3
8	R		---		0,6
9) Média aritmética dos valores médios das flechas médias em mm nas TRI e TRE.		TRE =	TRI =	F =	1 A ( ) 1 B ( )
10) Média aritmética das variâncias das flechas medidas em ambas as trilhas		TRE <sub>v</sub> =	TRI <sub>v</sub> =	FV =	2 A ( ) 2 B ( )
Nº total de estações inventariadas		N =	$\sum$ Ind. Gravid. Ind. = IGG		
1A) $IGI = \bar{F} \times 4/3$ quando $\bar{F} \leq 30$ 1B) $IGI = 40$ quando $\bar{F} > 30$			2A) $IGI = \bar{FV}$ quando $\bar{FV} \leq 50$ 2B) $IGI = 50$ quando $\bar{FV} > 50$		

Fonte: BRASIL (2006c).

O Índice de Gravidade Global (IGG) é, então, calculado com a equação 07.

$$IGG = \sum IGI \quad (07)$$

Onde:

$\sum IGI$  = somatório dos índices de gravidade individuais.

Com a finalidade de conceituar o pavimento inventariado em termos do grau de deterioração, é definida por Brasil (2006c) uma correspondência entre os valores de IGG e o estado de superfície conforme Quadro 7. Outro parâmetro conceituado é a ocorrência de trincamento (TR) no trecho (porcentagem de trincas tipo FC-2 e FC-3).

Quadro 7 - Condições de superfície do pavimento (IGG e TR)

Conceito	IGG	TR
Ótimo	0 – 20	0 – 2
Bom	20 – 40	2 – 5
Regular	40 – 80	5 – 10
Mau	80 – 160	10 – 25
Péssimo	> 160	> 25

Fonte: Brasil (2006c).

### 3.2.2 Irregularidades do perfil longitudinal

A irregularidade longitudinal do pavimento interfere diretamente na qualidade de rolamento e na ação dinâmica das cargas sobre a via. A escala de referência “*International Roughness Index*” – IRI foi instituída pelo DNIT em 1992 (BRASIL, 2006c) e pode ser transferida para outros sistemas de medição.

Outro conceito semelhante ao IRI é o quociente de regularidade (QI). Os dois são similares e, na prática, correlacionam-se pela equação 08.

$$QI = 13 \cdot IRI \quad (08)$$

Onde:

QI = quociente de irregularidade

IRI = índice de irregularidade internacional

Segundo Brasil (2006c), o desempenho do pavimento tende a declinar quando o IRI atinge valores entre 1,5 e 3,5. Quando se aproxima de 3,5/4,0 o pavimento, embora ainda apresente desempenho funcional, passa a atingir uma condição próxima de sua condição limite permissível. Os limites de valores de IRI e QI e seus respectivos conceitos atribuídos podem ser vistos no Quadro 8.

Quadro 8 - Condições de superfície do pavimento (Irregularidade)

Conceito	Irregularidade	
	QI (cont./km)	IRI (m/km)
Ótimo	13 - 25	1 - 1,9
Bom	26 - 35	1,9 - 2,7
Regular	35 - 45	2,7 - 3,5
Mau	45 - 60	3,5 - 4,6
Péssimo	> 60	> 4,6

Fonte: Brasil (2006c).

### 3.3 ESTADO ESTRUTURAL DO PAVIMENTO

O levantamento das deflexões atuais do pavimento, por meio de ensaios não-destrutivos, utilizado em conjunto com o estado superficial do pavimento, constituem uma maneira mais apropriada para determinar a adequação estrutural do pavimento. Além disso, locais com deficiências estruturais, é desejável a realização de ensaios destrutivos (coleta de amostras para ensaios de laboratório) para melhor conhecimento da condição estrutural.

#### 3.3.1 Deflexão recuperável

A deflexão recuperável máxima é um indicativo do comportamento global da estrutura, sendo afetada pelo subleito e pelas camadas constituintes do pavimento (Brasil, 2006c).

O mapeamento da condição deflectométrica da estrutura foi realizado com equipamento FWD com as seguintes características: força média aplicada de 40 kN, pressão média de 56 kPa e raio de aplicação da carga de impacto de 15 cm. O mapeamento foi realizado nas duas pistas da rodovia e foram obtidos os valores de deflexão em sete pontos: sob o ponto de aplicação da carga (D0) e pontos distantes 20, 30, 40, 65, 90 e 120 centímetros do ponto de aplicação da carga.

A análise das condições deflectométricas de cada uma das pistas indicou que a pista esquerda é aquela que apresenta as maiores deflexões medidas sendo, portanto estes valores utilizados para outras análises como: determinação dos segmentos homogêneos deflectométricos, cálculo das deflexões características e determinação das bacias de deflexão.

Como o levantamento da condição deflectométrica foi feito com FWD e as metodologias de cálculo do DNIT preveem as deflexões da Viga Benkelman como variáveis de entrada, as deflexões obtidas com o FWD foram correlacionadas com a equação 09, Tipo V de Borges (2001).

$$D_{VB} = 1,388 D_{FWD} \quad (09)$$

Onde:

$D_{VB}$  = deflexão obtida com a Viga Benkelman;

$D_{FWD}$  = deflexão medida com o equipamento FWD.

A equação foi escolhida em função da estrutura do pavimento existente. Segundo Borges (2001) esta equação pode ser utilizada quando as camadas dos pavimentos são: revestimento de concreto asfáltico usinado a quente - CAUQ (8 a 12cm), base de brita graduada e sub-base de macadame seco. Embora esta não seja a configuração de camadas encontrada em todos os segmentos homogêneos do pavimento existente, a estrutura tipo V é aquela que mais se aproxima da situação real além de fornecer os maiores valores de  $D_{VB}$ .

### 3.3.2 Investigação geotécnica

A investigação geotécnica, mesmo com o inconveniente de retirar de amostras dos pavimentos em serviço, ainda possui grande aplicabilidade nos estudos das camadas do pavimento (Brasil, 2006c). De acordo com a norma DNER-PRO 010/79 – “Avaliação Estrutura dos Pavimentos Flexíveis”:

A prospecção preliminar do pavimento existente deve ser realizada por intermédio da abertura de poços de sondagem, com pá e picareta, localizados nos bordos do revestimento da pista de rolamento, dispostos alternadamente em relação ao eixo, e espaçados longitudinalmente de 2 km (DNER, 1979).

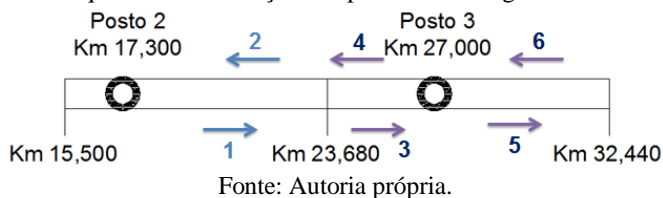
Nos poços de sondagem devem ser obtidas informações como: identificação expedita (geológica e litológica) e a determinação da espessura das camadas que compõem o pavimento; determinação das umidades e massas específicas; coleta de amostras representativas dos materiais componentes das camadas granulares para realização de ensaios de caracterização, compactação e capacidade de suporte (CBR) e coleta de amostras representativas dos materiais betuminosos para caracterização desses.

Foram fornecidos dados de três poços de sondagem, alternados em relação ao eixo, posicionados nos pontos: km 17,780, km 21,780 e km 22,380. O boletim de sondagem apresenta as seguintes informações: espessuras das camadas do pavimento; granulometria das camadas de base, sub-base e subleito; limite de liquidez; índice de plasticidade e índice de grupo, além da classificação *Highway Research Board* – HRB.

### 3.4 TRÁFEGO ATUANTE

A avaliação do tráfego atuante foi realizada a partir de dados de contagens volumétricas classificatórias e direcionais, realizadas em maio de 2009, em postos pré-determinados localizados no km 17,300 (Posto 2) e no km 27,000 (Posto 3). A Figura 13 exemplifica a distribuição dos postos de contagem, bem como os fluxos de tráfego.

Figura 13 - Esquema da localização dos postos de contagem e fluxo de tráfego



Foram fornecidos, pelo órgão rodoviário, para cada um dos fluxos: a contagem classificatória; o volume médio diário anual (VDMA) para o ano de 2009, calculado a partir da contagem classificatória de 2009 e fatores de expansão horária, mensal e anual baseados em séries históricas existentes.

Com VMDA de 2009 foi determinado o tráfego futuro atuante na rodovia com as seguintes adoções:

- Ano base: 2009, ano para o qual foram disponibilizados os dados de contagem direcional e classificatória e de VMDA;
- Ano de abertura: 2013;
- Horizonte de projeto: dez anos a partir do ano de abertura, ou seja, 2022;
- Fator de expansão de tráfego: 3% ao ano, conforme estabelecido pelo Termo de Referência do edital do projeto (DNIT, 2009).

### 3.4.1 Número N

Para que as previsões da solicitação futura do tráfego sejam as mais precisas possíveis, é preciso distinguir os efeitos que diferentes configurações de veículos (eixos) e diferentes carregamentos causam sobre o pavimento.

A contagem classificatória do tráfego fornecido é detalhada enquadrando os veículos nas seguintes categorias, conforme o Manual de Estudos de Tráfego (Brasil, 2006a):

- Automóveis e utilitários;
- Ônibus: 2C, 3C e 4C;
- Caminhões: 2C (16), 2C (22), 3C, 2S1, 2S2, 2J3, 3S1, 3S2, 2S3, 3S3, 3D4, 3T6, 3C2, 2C3, 3C2, 3C3, 3C4, 3S2C4.

Para cada um dos veículos-tipo, foi feito o detalhamento dos tipos de eixo (simples, tandem duplo ou triplo) e quantidade.

Assim como a classificação da frota, os pesos por eixo de cada um dos tipos de veículo de carga são igualmente importantes. Para determinar as cargas por eixo com as quais os veículos de carga solicitam a estrutura, foram considerados todos os veículos carregados e foram analisados três cenários de carregamento de acordo com resoluções do Conselho Nacional de Trânsito (CONTRAN), que regulamentam os limites legais de carga e tolerâncias.

A conversão do tráfego misto em um equivalente de operações de um eixo padrão é feita aplicando Fatores de Equivalência de Carga (FC) (Brasil, 2006a). Esses fatores foram desenvolvidos pelo USACE e pela AASHTO, a adoção de cada um dos fatores de equivalência dependerá do método de projeto ou restauração a ser utilizado. Os métodos de dimensionamento DNIT PRO 11/79 e TECNAPAV (PRO 269/94), utilizados neste estudo, adotam um eixo-padrão de 8,2tf sendo os fatores



de equivalência aqueles desenvolvidos pelo USACE. As equações para o cálculo são apresentadas no Quadro 9.

Quadro 9 - Fatores de equivalência de carga do USACE

Tipos de eixo	Faixas de Cargas (t)	Equações (P em tf)
Dianteiro simples e traseiro simples	0 - 8	$FC = 2,0782x10^{-4}xP^{4,0175}$
	$\geq 8$	$FC = 1,8320x10^{-6}xP^{6,2542}$
Tandem duplo	0 - 11	$FC = 1,5920x10^{-4}xP^{3,472}$
	$\geq 11$	$FC = 1,5280x10^{-6}xP^{5,484}$
Tandem triplo	0 - 18	$FC = 8,0359x10^{-5}xP^{3,3549}$
	$\geq 18$	$FC = 1,3229x10^{-7}xP^{5,5789}$

Fonte: Brasil (2006a).

Nota: P = peso bruto total sobre o eixo

A seguir, foi calculado o fator veículo (FV) considerando a composição média da frota circulante e os coeficientes de equivalência de carga por eixo. O cálculo do número N – Número de repetições de carga do eixo padrão, para um ano a, é efetuado a partir da equação 10.

$$N_a = 365 \times \text{VMDA} \times \text{FV} \quad (10)$$

Onde:

$N_a$  = número de repetições de carga do eixo padrão de 8,2t por ano considerado equivalente aos eixos dos veículos comerciais da frota circulante, para o ano a;

VMDA = Volume Médio Diário Anual dos veículos por ano em um só sentido

FV = Fator de veículo

O número N para o horizonte de projeto é calculado com a equação 11.

$$N = \sum_{a=1}^{a=p} N_a \quad (11)$$

Onde:

N = Número equivalente de aplicações do Eixo Padrão, durante o período de projeto;

a = ano no período de projeto;

p = número de anos do período de projeto;

$N_a$  = Número equivalente de aplicações do Eixo Padrão, durante o ano a.

O tráfego considerado para efeito de projeto é o da faixa mais solicitada. Neste caso, foi calculado o número N para cada um dos fluxos e, para cada posto de contagem e extensão do segmento homogêneo de tráfego, foi adotado o maior N obtido.

### 3.4.2 Cenários de carregamento

O Conselho Nacional de Trânsito - CONTRAN, por meio da Resolução nº 12 de 1998, estabelece os limites legais para dimensões, peso bruto total e peso por eixo, que devem ser observados para todos os veículos de carga que circulam nas rodovias terrestres. A partir de 1999, a Resolução nº 104, determinou que fosse admitida uma tolerância de 7,5% de excesso de peso por eixo. Esta é a legislação em vigor atualmente no Brasil no que diz respeito ao carregamento de veículos e tolerâncias. Contudo, desde 2008 tramita o Projeto de Lei nº 3833, que prevê a alteração da tolerância do excesso de peso por eixo para 10%.

Para melhor analisar a situação exposta, foram calculados os números N para cada um dos cenários:

- a) Cenário otimista: os pesos máximos por eixo são aqueles estabelecidos pela Resolução do CONTRAN nº 12/1998. Descreve a situação para a qual as rodovias são dimensionadas.
- b) Cenário realista: admite os pesos máximos por eixo do cenário otimista e uma tolerância de excesso de peso por eixo de 7,5%, como prevê a Resolução nº 104/1999. Descreve a situação que ocorre nas rodovias durante a operação.
- c) Cenário pessimista: admite os pesos máximos por eixo do cenário otimista e uma tolerância de excesso de peso por eixo de 10%, conforme o Projeto de Lei nº 3833/2008.

O Quadro 10 resume os pesos máximos considerados por cada tipo de eixo para cada um dos cenários.

Quadro 10 - Pesos máximos para cada tipo de eixo e cenário de carregamento

Eixo		Cenário		
		Otimista	Realista	Pessimista
ESRS	Eixo simples rodagem simples	6,00 t	6,45 t	6,60 t
ESRD	Eixo simples rodagem dupla	10,00 t	10,75 t	11,00 t
ETD	Eixo tandem duplo	13,50 t	14,51 t	14,85 t
ETD	Eixo tandem duplo	17,00 t	18,28 t	18,70 t
ETT	Eixo tandem triplo	25,50 t	27,41 t	28,05 t

Fonte: Adaptado de CONTRAN (1998).

### 3.5 DIVISÃO EM SEGMENTOS HOMOGÊNEOS

Para calcular as espessuras de reforço necessárias para a restauração do trecho, este deverá ser dividido em segmentos que apresentem características semelhantes. Os parâmetros considerados para a divisão em termos de homogeneidade são aqueles que mais interessam para o desempenho do pavimento existente e para a eficácia do reforço:

- Estaqueamento ou quilometragem;
- Perfil de deflexões;
- Constituição do pavimento existente e;
- Tráfego solicitante.

#### 3.5.1 Segmentos deflectométricos

Para a delimitação dos segmentos homogêneos a partir de levantamento deflectométricos foi utilizado o procedimento indicado pela AASHTO (1993). O procedimento de cálculo baseia-se no método das diferenças acumuladas, que consiste na seguinte sequência de cálculo (BRASIL, 2006c):

- a) Calcula-se o valor médio das deflexões medidas para todo o trecho;
- b) Calcula-se a diferença entre o valor pontual e o valor médio;
- c) Calculam-se os valores acumulados das diferenças;
- d) Plota-se um gráfico no qual as abcissas são as distâncias (estaqueamento) e as ordenadas, os valores acumulados das diferenças.

No gráfico, a variação do coeficiente angular da curva indica uma mudança de comportamento médio de um determinado segmento para outro, caracterizando as extremidades dos segmentos homogêneos.

Uma vez definidos vez que os segmentos homogêneos foram divididos visualmente, calculou-se, para cada segmento, a deflexão média e o desvio-padrão. O critério de aceitabilidade da divisão dos segmentos homogêneos foi o coeficiente de variação (CV) obtido pela razão entre o desvio-padrão e a deflexão média do segmento.

Dada as limitações de ordem construtiva que não recomenda a divisão de segmentos de curtas extensões, os segmentos homogêneos deflectométricos foram divididos de modo que a homogeneidade dos segmentos fosse moderada conforme os critérios de Santos (2009), vide Quadro 11.

Quadro 11 - Grau de homogeneidade

Coeficiente de variação (CV)	Homogeneidade
< 20%	Boa
20 a 30%	Moderada
30 a 40%	Fraca
CV > 40%	Inexistente

Fonte: Santos (2009).

Posteriormente, os valores das deflexões características ou de projeto são obtidos somando a média com o desvio-padrão da amostra do segmento homogêneo (equação 12).

$$D_c = \bar{D} + \sigma \quad (12)$$

Onde:

$D_c$  = deflexão característica do segmento homogêneo;

$\bar{D}$  = média das deflexões da amostra;

$\sigma$  = desvio-padrão da amostra.

### 3.5.2 Compatibilização dos segmentos homogêneos

Como podem ser encontradas características diferentes quanto à constituição do pavimento e ao tráfego incidente em um mesmo segmento homogêneo deflectométrico, foi feita a compatibilização dos segmentos homogêneos deflectométricos, de tráfego e geotécnicos (constituição do pavimento).

### 3.6 MÉTODOS EMPÍRICOS DE DIMENSIONAMENTO DE REFORÇO

Neste estudo foram utilizados dois métodos empíricos de dimensionamento de reforço de pavimentos asfálticos, descritos no Manual de Restauração de Pavimentos Asfálticos:

- DNER-PRO 11/79 – Método B;
- DNER-PRO 269/94 – Método da Resiliência (TECNAPAV).

Os métodos são baseados em avaliação do comprometimento estrutural do pavimento em termos da deflexão recuperável máxima medida na superfície do pavimento.

#### 3.6.1 DNER-PRO 11/79 – Método B

É um método de aplicação bastante simples e, por isso amplamente utilizado no Brasil. São considerados os seguintes parâmetro para definição das diretrizes de projeto: número N de solicitações do eixo padrão de 8,2tf; deflexão de projeto ou característica ( $D_c$  ou  $D_p$ ); raio de curvatura ( $R$ ); deflexão admissível do reforço asfáltico ( $D_{adm}$ ), Índice de Gravidade Global (IGG).

O raio de curvatura, designado por  $R$  ou  $R_c$ , é obtido pela equação 13.

$$R = \frac{10 x^2}{2 (d_0 - d_x)} \quad (13)$$

Onde:

$R$  = raio de curvatura;

$x$  = afastamento em centímetros do centro da carga;

$d_0$  = deflexão máxima recuperável medida sob o ponto de aplicação da carga;

$d_x$  = deflexão no ponto considerado de afastamento  $x$ .

O método fundamenta-se no princípio de que: “a deflexão máxima admissível ( $D_{adm}$ ) para um pavimento flexível é função apenas do tráfego que o solicita, não dependendo das características da estrutura do pavimento” (Brasil, 2006c).

A equação para a determinação da deflexão admissível (equação 14) corresponde a deflexões medidas com a carga padrão de 8,2 tf por eixo e está vinculada ao parâmetro de tráfego calculado com base em fatores de equivalência da USACE.

$$\log D_{adm} = 3,01 - 0,174 \log N_{USACE} \quad (14)$$

Onde:

$D_{adm}$  = deflexão admissível pelo reforço asfáltico;

$N_{USACE}$  = número de solicitações de eixo padrão de 8,2tf segundo o procedimento de cálculo do USACE.

O Quadro 12 apresenta os critérios para definir as diretrizes de projeto em função dos parâmetros supracitados.

Quadro 12 - Critério para o estabelecimento das diretrizes de projeto

Hipótese	Dados defletoométricos obtidos	Qualidade estrutural	Necessidade de estudos complementares	Critério para cálculo do reforço	Medidas corretivas
I	$D_p \leq D_{adm}$ $R \geq 100 \text{ m}$	Boa	Não	-----	Apenas correções de superfície
II	$D_p > D_{adm}$ $R \geq 100 \text{ m}$	$D_p \leq 3.D_{adm}$ Regular	Não	Defletoométrico	Reforço
		$D_p > 3.D_{adm}$ Má	Sim	Defletoométrico e resistência	Reforço ou reconstrução
III	$D_p > D_{adm}$ $R < 100 \text{ m}$	Regular para má	Sim	Defletoométrico e resistência	Reforço ou reconstrução
IV	$D_p > D_{adm}$ $R < 100 \text{ m}$	Má	Sim	Resistência	Reforço ou reconstrução
V	-----	Má (IGG > 160)	Sim	Resistência	Reconstrução

Fonte: Brasil (2006c).

Quando for definido na avaliação estrutural que a medida corretiva indicada é o reforço, a espessura deste é calcula pela equação 15.

$$h_{CB} = k. \log \frac{D_p}{D_{adm}} \quad (15)$$

Onde:

$h_{CB}$  = espessura do reforço em concreto asfáltico;

$D_p$  = deflexão Benkelman de projeto, sob carga de 8,2tf;

$D_{adm}$  = deflexão admissível pelo reforço;

$k$  = fator de redução da deflexão ( $k=40$  para concreto asfáltico).

### 3.6.2 DNER-PRO 269/94 – Método da Resiliência (TECNAPAV)

O Método da Resiliência ou Método TECNAPAV foi proposto, em 1982, pelos engenheiros brasileiros Salomão Pinto e Ernesto Preussler (BRASIL, 2006c). O procedimento para reforço de pavimentos flexíveis permite considerar as propriedades resilientes do solo e dos materiais que constituem as estruturas dos pavimentos brasileiros. A fundamentação do método se dá:

[...] em modelos de fadiga de misturas betuminosas, no comportamento resiliente típico de solos finos e materiais granulares e no cálculo de tensões e deformações considerando a teoria da elasticidade não linear (BRASIL, 2006c).

Os procedimentos preliminares correspondem a divisão da rodovia em segmentos homogêneos, levando-se em conta parâmetros, tais como: o tráfego, subleito, deflexão recuperável, estrutura do pavimento e condições superficiais.

O método prevê que as sondagens geotécnicas devem ser feitas a cada dois quilômetros ou quando houver mudança na estrutura do pavimento. As amostras de solo coletadas devem ser submetidas a ensaios de caracterização, granulometria e CBR. Então, os solos serão classificados em três grupos quanto à resiliência, em função do índice CBR e da porcentagem de silte, conforme mostra o Quadro 13.

Quadro 13- Classificação dos Solos

CBR %	SILTE %		
	≤ 35	35 a 45	≥ 45
≥ 10	I	II	III
6 a 9	II	II	III
2 a 5	III	III	III

Fonte: Brasil (2006c).

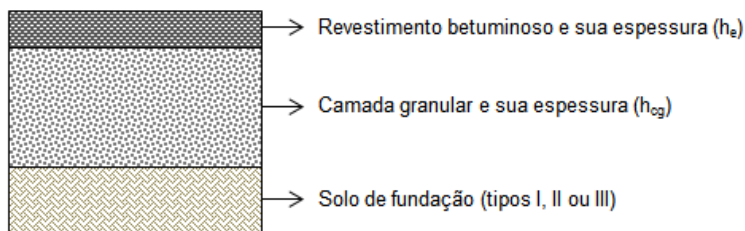
#### 3.6.2.1 Dimensionamento do reforço com mistura nova

Para calcular a espessura necessária de reforço, a priori, deve-se definir para cada segmento homogêneo: a espessura de mistura

betuminosa existente ( $h_e$ ), a deflexão característica ( $D_c$ ), o trincamento (TR), a espessura da camada granular ( $H_{cg}$ ) e o tipo do solo de fundação.

A seguir, cada segmento homogêneo deve ser representado de acordo com a estrutura de referência do TECNAPAV, indicada na Figura 14.

Figura 14 - Estrutura de referência do TECNAPAV



Fonte: Brasil, 2006c.

O cálculo da espessura efetiva ( $h_{ef}$ ) do revestimento betuminoso, ou seja, aquela que ainda exerce a sua função no pavimento existente, é calculada através da equação 16.

$$h_{ef} = -5,737 + \frac{807,961}{D_c} + 0,972I_1 + 4,101I_2 \quad (16)$$

Onde:

$H_{ef}$  = espessura efetiva do revestimento betuminoso em centímetros;

$D_c$  = deflexão característica em centésimos de milímetro.

As constantes  $I_1$  e  $I_2$  estão relacionadas com as características resilientes do solo de fundação e com os casos descritos no Quadro 14.



Quadro 14 – Análise do pavimento existente de acordo com as diretrizes do TECNAPAV

Caso	Situação	Adotar
Caso 1: espessura da camada granular inferior ou igual a 45cm	Solo de fundação tipo I	I1=0 e I2=0
	Solo de fundação tipo II	I1=1 e I2=0
	Solo de fundação tipo III	I1=0 e I2=1
Caso 2: espessura da camada granular é maior que 45cm		I1=0 e I2=1
Caso 3	$0 \leq h_{ef} \leq h_e$	Hef
	$Hef < 0$	Hef = 0
	$Hef > h_e$	Hef = he
Caso 4	Grau de trincamento (TR) > 50%	Hef = 0
	$FC-2 + FC-3 > 80\%$	
	$FC-3 > 30\%$	

Fonte: Adaptado de Brasil (2006c).

A deflexão máxima permissível é calculada com a equação 17.

$$\log D = 3,148 - 0,188 \cdot \log N_p \quad (17)$$

Onde:

D = deflexão máxima permissível (0,01 mm);

$N_p$  = número de solicitações do eixo padrão de 8,2t, durante a vida do projeto.

A espessura do reforço é obtida pela equação 18.

$$HR = -19,015 + \frac{238,14}{D^{1/2}} - 1,357h_{ef} + 1,014I_1 + 3,893I_2 \quad (18)$$

Onde:

HR = espessura do reforço em concreto asfáltico (cm);

D = deflexão máxima permissível (0,01 mm);

$H_{ef}$  = espessura efetiva de revestimento (cm);

$I_1$  e  $I_2$  = constantes relacionadas com as características resilientes do solo de fundação.

As soluções de recapeamento devem ser analisadas em função da espessura do reforço (HR) calculada.

- Caso 1

Se a espessura do reforço estiver entre 3 e 12,5 cm, utiliza-se apenas concreto betuminoso usinado a quente - CBUQ ou camadas

integradas de CBUQ e pré-misturado caso a superfície do pavimento estiver muito fissurada, procurando-se assim evitar a propagação das trincas.

- Caso 2

Se a espessura do reforço estiver entre 12,5 e 25 cm é recomendada a adoção de camadas integradas do tipo CBUQ (Hca) e pré-misturado (Hpm) conforme as equações 19 e 20.

$$H_{pm} = 0,40 HR \quad (19)$$

$$H_{ca} = HR - H_{pm} \quad (20)$$

Onde:

Hpm = espessura do pré-misturado (cm);

HR = espessura do reforço em concreto asfáltico (cm);

Hca = espessura do CBUQ (cm).

- Caso 3

Se a espessura do reforço for maior que 25 cm, as camadas integradas não devem ser constituídas exclusivamente de misturas betuminosas; nesta situação deve-se verificar também a conveniência da reconstrução parcial ou total do pavimento existente.

- Caso 4

Se a espessura de reforço for menor ou igual a 3cm, pode-se, a partir da análise das condições do pavimento existente, verificar a viabilidade de intervenção com soluções do tipo tratamento superficial ou lama asfáltica.

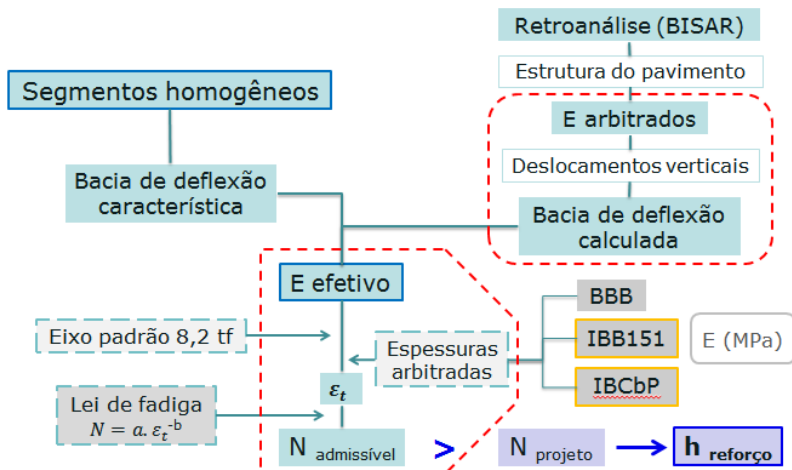
- Caso 5

O método contempla também a possibilidade de, em face de restrições orçamentárias, utilizar-se de uma solução de reforço por etapas. Neste caso, a Norma apresenta modelos para mais duas soluções sucessivas dentro do período de análise.

### 3.7 MÉTODO EMPÍRICO-MECANICISTA

O método empírico-mecanicista de dimensionamento de reforço de pavimentos flexíveis foi aplicado com o uso do *software* BISAR 3. A Figura 15 apresenta um fluxograma do método aplicado.

Figura 15 - Fluxograma do método empírico-mecanicista aplicado



Fonte: Autoria própria.

As etapas fundamentais para o dimensionamento do reforço são:

- Avaliação dos estados superficial e estrutural do pavimento existente;
- Determinação e caracterização dos segmentos homogêneos, incluindo as características elásticas das camadas do pavimento determinadas por retroanálise;
- Definição da composição física da mistura betuminosa a ser aplicada na camada de reforço e suas características elásticas (módulos e coeficiente de Poisson);
- Espessura da camada de reforço determinada pelo critério da deformação permanente à superfície ou determinada pelo critério de fadiga. Neste estudo de caso, o critério utilizado será a fadiga sendo necessário, portanto a lei de fadiga da mistura betuminosa empregada.

### 3.7.1 Definição das bacias de deflexão e retroanálise

As bacias de deflexão do pavimento existente foram determinadas a partir dos dados do levantamento de condição defletométrica, realizado com o equipamento FWD.

Como o programa BISAR 3 não possui a opção de converter as deflexões obtidas por um coeficiente que relacione o efeito da carga de impacto do FWD e para permitir a comparação entre os métodos de dimensionamento, as bacias de deflexão para retroanálise são aquelas que representam a medição das deflexões com a Viga Benkelman. Para isso, os valores de deflexões, para determinação da bacia de deflexão de cada segmento homogêneo, foram também corrigidos com a equação Tipo V de Borges (2001).

Para eliminar as dispersões das bacias de deflexão de campo obtidas foi feito um tratamento estatístico, ou seja, foram eliminadas as bacias com a maioria dos pontos fora das envoltórias da bacia média mais ou menos o desvio padrão (DAMA, 2003).

O módulo de elasticidade das camadas foi calculado iterativamente pelo método da retroanálise e com o auxílio do programa BISAR 3. A iteração é realizada até que uma determinada combinação de módulos das camadas faça coincidir a bacia teórica calculada e a bacia de campo determinada.

Segundo Fontes (2009), a solução de problemas de sistema de camadas elásticas, consideraram-se algumas suposições básicas como:

- A cada camada é homogênea, isotrópica, e elástica linear com módulo de elasticidade (E) e coeficiente de Poisson ( $\nu$ );
- As camadas são admitidas infinitas na direção lateral e finitas em profundidade;
- A camada final (solo de fundação) é considerada infinita em profundidade.

A geometria utilizada no carregamento foi o eixo simples de roda dupla de 80 kN, carga em cada pneu de 20 kN e espaçamento entre rodas de 0,1575 m.

### **3.7.2 Misturas betuminosas empregadas no reforço e determinação das espessuras**

A análise mecanicista (linear) foi realizada através do programa BISAR 3. Para a aplicação do programa, foram adotados os módulos e as leis de fadiga de três misturas betuminosas estudadas por Fontes (2009).

Foram utilizadas uma mistura asfáltica convencional e duas misturas asfálticas com borracha:

- **BBB**: Mistura convencional com betume CAP 50/70, granulometria DNIT Faixa “C”, porcentagem de betume 5,5% e volume de vazios 4%;
- **IBB151**: Mistura com granulometria *dense graded Asphalt Institute* (AI) com betume brasileiro tipo *terminal blend* com 15% de borracha, porcentagem de betume de 7% e volume de vazios 5%;
- **IBCbP**: Mistura com granulometria *dense graded Asphalt Institute* (AI) com betume português tipo *continuous blend* com 15% de borracha, porcentagem de betume de 7% e volume de vazios 5%.

O Quadro 15 apresenta as características elásticas e de desempenho das misturas betuminosas utilizadas no dimensionamento do reforço.

Quadro 15 – Módulo dinâmico e lei de fadiga das misturas betuminosas

Mistura	Módulo dinâmico	Lei de fadiga
BBB	6314 MPa	$N = 1,185 \cdot 10^{15} \cdot \varepsilon_t^{-4,037}$
IBB151	4909 MPa	$N = 2,031 \cdot 10^{21} \cdot \varepsilon_t^{-5,623}$
IBCbP	4506 MPa	$N = 5,269 \cdot 10^{18} \cdot \varepsilon_t^{-5,205}$

Fonte: Adaptado de Fontes (2009).

Nota:  $\varepsilon_t$  é a deformação de tração e N o número de eixos padrão.

Para determinar a espessura de reforço necessária para cada uma das misturas betuminosas, foi adotado o critério de fadiga do revestimento. Conhecidos a estrutura do pavimento e os módulos de elasticidade das camadas (obtidos por retroanálise), foram estimadas “espessuras-tentativa” com precisão de 0,5 cm. O programa BISAR 3, por efetuar o cálculo das deformações, permite que seja determinado o número admissível de eixos padrão para o pavimento com a camada de reforço através das leis de fadiga. A espessura final do reforço é encontrada quando o número de eixos padrão admissível for maior ou igual ao número de eixos padrão que irão solicitar o pavimento.



## 4. RESULTADOS

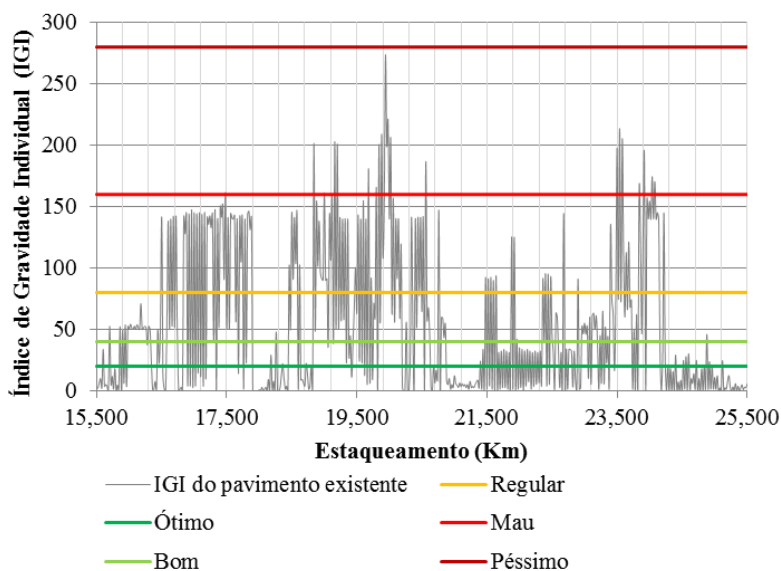
Para realizar a análise prática dos materiais e métodos anteriormente descritos, estes foram aplicados no trecho km 15,500 ao 25,500 da rodovia BR-282. Neste capítulo, serão expostos os resultados decorrentes da análise do pavimento existente e da aplicação dos diferentes métodos de dimensionamento de reforço propostos.

### 4.1 ANÁLISE DO ESTADO FUNCIONAL DO PAVIMENTO

A análise do estado funcional do pavimento foi feita por meio da avaliação objetiva da superfície, caracterizada pelo cálculo dos IGI e IGG, e pela análise das irregularidades do perfil longitudinal da rodovia.

A Figura 16 mostra os índices de gravidade individual (IGI) do pavimento *versus* o estaqueamento. No trecho, o Índice de Gravidade Global obtido foi 52, indicando que, no geral, o trecho em estudo apresenta uma condição superficial regular.

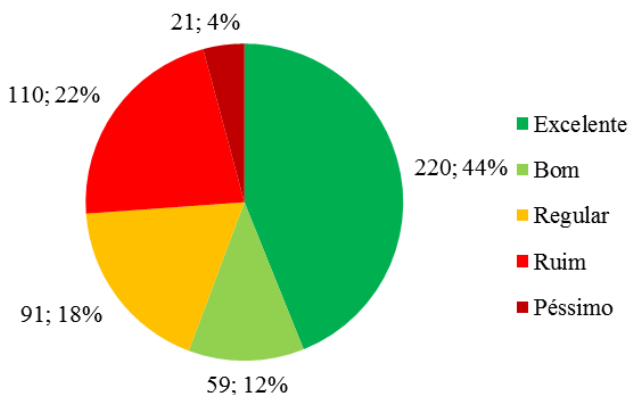
Figura 16 – Gráfico do Índice de Gravidade Individual do pavimento



Fonte: Autoria própria.

Uma análise mais detalhada dos conceitos atribuídos ao pavimento em relação ao IGI pode ser visualizada na Figura 17. Verifica-se que apenas 26% do trecho apresentam condições ruins ou péssimas.

Figura 17 – Análise da condição superficial em relação ao IGI

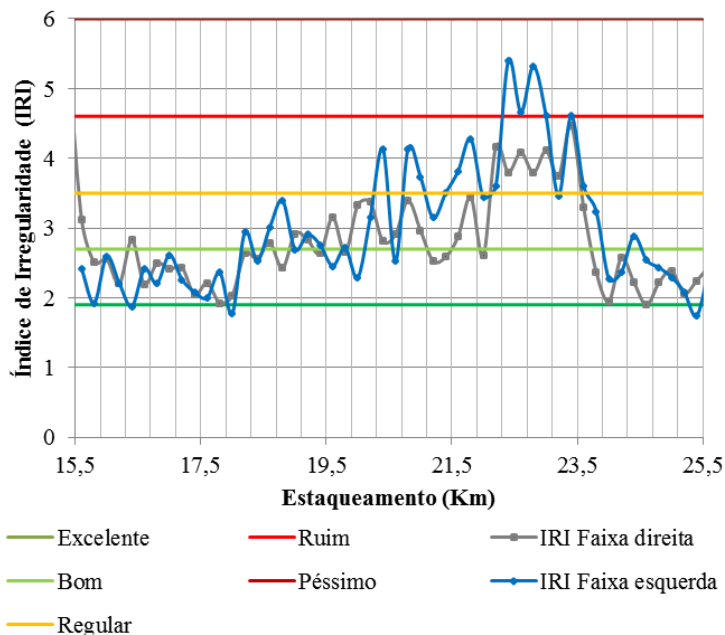


Fonte: Autoria própria.

A caracterização do estado funcional foi complementada com a análise das irregularidades do perfil longitudinal. Estas podem ser visualizadas na Figura 18 e na Figura 19, conforme os parâmetros de IRI e QI, respectivamente.



Figura 18 - Gráfico do Índice de Irregularidade (IRI) do pavimento

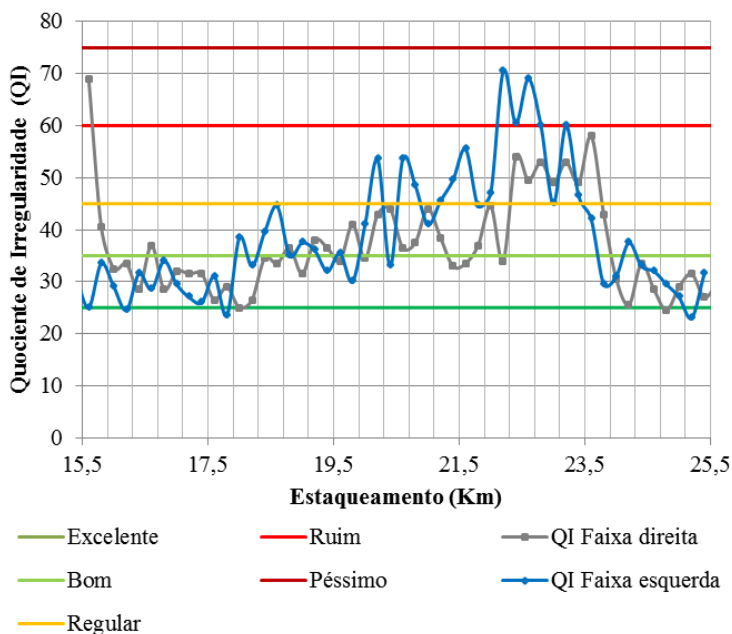


Fonte: Autoria própria.

Quanto à irregularidade do perfil, verifica-se que a faixa esquerda é aquela que apresenta os maiores valores. Uma perda de funcionalidade maior em um dos sentidos da rodovia indica que naquele sentido o fluxo de veículos de carga é maior, ou seja, na BR-282, o tráfego é maior no sentido Lages-Florianópolis.

O trecho km 20,400 ao 23,600, que possui uma camada de paralelepípedo como camada de base, é aquele que apresenta as maiores irregularidades, conceituadas como “ruim” e “péssimo”. De maneira geral, a rodovia apresenta condições boas ou regulares de irregularidades do perfil.

Figura 19 - Gráfico do Quociente de Irregularidade (QI) do pavimento



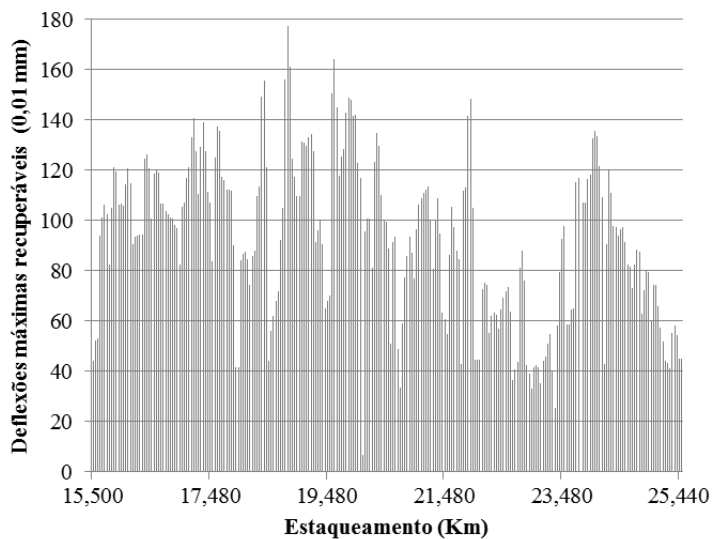
Fonte: Autoria própria.

Pode-se inferir da análise do estado funcional do pavimento (IGI, IRI e QI) que o trecho rodoviário apresenta condições superficiais de regulares a boas e, não foi esse o critério para a deflagração de intervenções de restauração do pavimento.

## 4.2 ANÁLISE DO ESTADO ESTRUTURAL DO PAVIMENTO

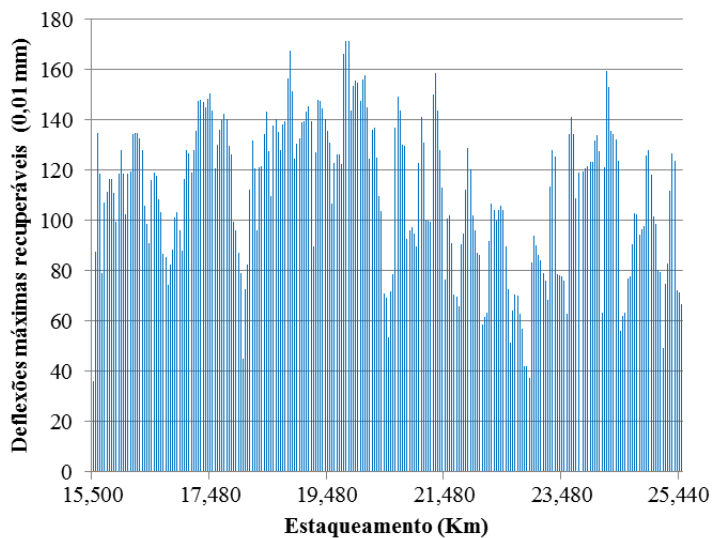
Analisar as deflexões máximas recuperáveis no decorrer do trecho é uma importante ferramenta para entender o comportamento estrutural do pavimento e de suas camadas. Os limites admissíveis ou permissíveis variam conforme a metodologia de dimensionamento do reforço. A Figura 20 e a Figura 21 mostram as deflexões máximas recuperáveis para cada uma das faixas, direita e esquerda, respectivamente.

Figura 20 - Gráfico das deflexões máximas recuperáveis na faixa direita



Fonte: Autoria própria.

Figura 21 - Gráfico das deflexões máximas recuperáveis na faixa esquerda



Fonte: Autoria própria.

A visualização dos gráficos vai ao encontro das análises do IRI e QI: a faixa esquerda é aquela que apresenta as maiores deflexões, indicando maiores solicitações do tráfego.

#### 4.3 TRÁFEGO ATUANTE

As solicitações do tráfego em número de eixos padrão de 8,2tf,  $N_{USACE}$ , para cada um dos fluxos pode ser visualizado no Quadro 16. Os números obtidos são para o cenário de carregamento otimista: peso bruto admissível por eixo permitido pela Resolução do CONTRAN nº 12/1998.

Quadro 16 – Tráfego atuante para cada um dos fluxos (cenário otimista)

Posto	Fluxo	Sentido	$N_{USACE}$
2	1	BR-101-Interseção Leste de Santo Amaro	5,67E+07
	2	Interseção Leste de Santo Amaro - BR-101	5,86E+07
3	3	Interseção Leste de Santo Amaro - Posto 3	4,46E+07
	4	Posto 3 - Interseção Leste de Santo Amaro	4,70E+07
	5	Posto 3 - Interseção Águas Mornas	4,45E+07
	6	Interseção Águas Mornas - Posto 3	4,65E+07

Fonte: Autoria própria.

Assim sendo, foi adotado para cada um dos segmentos de tráfego o maior N obtido entre os fluxos. Para o segmento do Posto 2, km 15,500 ao 23,680, o tráfego atuante é  $5,86 \times 10^7$ . Enquanto que, para o segmento do Posto 3, km 23,680 ao 25,500, o tráfego é menor:  $4,70 \times 10^7$ .

Uma vez identificados os fluxos com tráfego mais intenso em termos do número N, foi calculado para cada um dos segmentos de tráfego o número N que corresponde a cada um dos cenários de carregamento. O cenário realista admite uma tolerância de 7,5% de peso por eixo e, o cenário pessimista, 10%. Os números  $N_{USACE}$  obtidos são exibidos no Quadro 17.

Quadro 17 - Números  $N_{USACE}$  para os cenários de carregamento

Cenários	$N_{USACE}$		
	Otimista	Realista	Pessimista
Carregamento percentual por eixo	1,000	1,075	1,10
km 15,500 ao 23,680	5,86E+07	8,78E+07	1,01E+08
km 23,680 ao 32,440	4,70E+07	7,00E+07	8,02E+07

Fonte: Autoria própria.

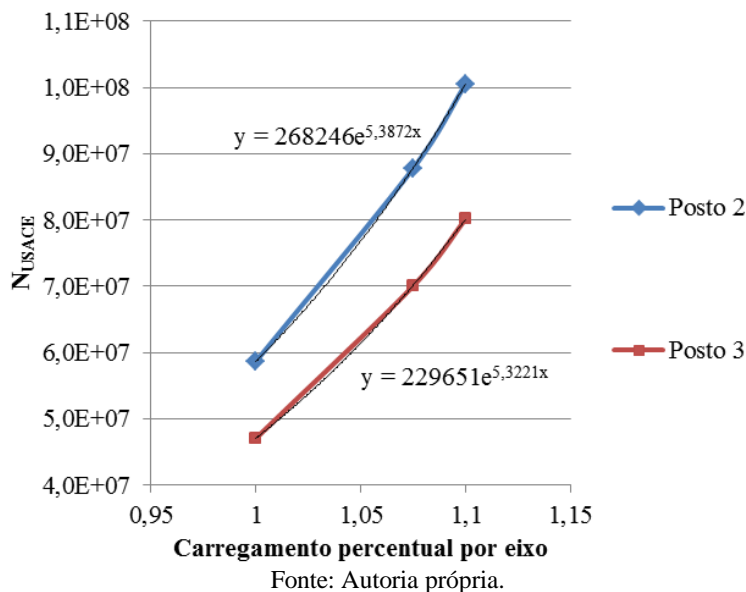
É sabido que um aumento de peso nos eixos do veículo causa um efeito degradador de ordem exponencial no pavimento. Com o objetivo de encontrar a relação que quantifica o dano causado no pavimento, em termos do número  $N$ , com o acréscimo da tolerância de peso por eixo, foi plotado um gráfico do carregamento percentual por eixo *versus*  $N_{USACE}$ , vide Figura 22. As equações exponenciais que relacionam o aumento percentual do carregamento por eixo com o efeito degradador causado no pavimento são as equações 21 e 22.

$$y = 268246 e^{5,3872 x} \quad (21)$$

$$y = 229651 e^{5,3221 x} \quad (22)$$

Onde:

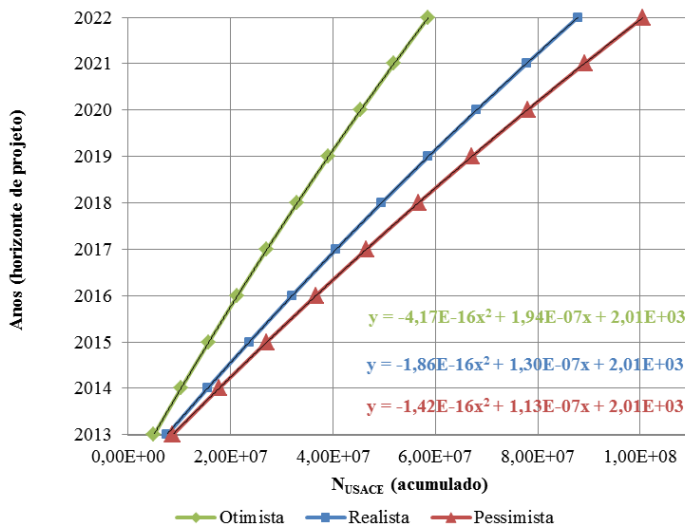
 $y = N_{USACE}$ ; $x$  = carregamento percentual por eixo.

Figura 22 - Gráfico carregamento percentual por eixo *versus*  $N_{USACE}$ 

#### 4.3.1 Vida útil do reforço asfáltico

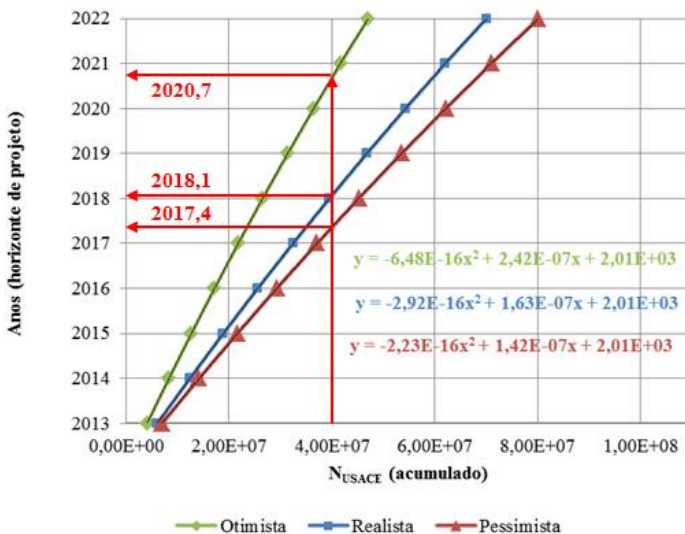
A vida útil do reforço asfáltico depende diretamente do tráfego atuante no pavimento. Aumentar o carregamento (número  $N$ ), ou seja, aumentar a tolerância do peso bruto por eixo do veículo, reduz o tempo para o qual o pavimento apresenta bom desempenho ao usuário. A Figura 23 e a Figura 24 ilustram o carregamento atuante na rodovia, em termos do número  $N$ , para os anos do horizonte de projeto para cada um dos postos de segmento de tráfego. As equações que melhor relacionam o aumento do número  $N$  (acumulado) no horizonte de projeto são do tipo polinomial.

Figura 23 - Tráfego atuante no período de projeto para o Posto 2



Fonte: Autoria própria.

Figura 24 - Tráfego atuante no período de projeto para o Posto 3



Fonte: Autoria própria.

Para uma mesma abscissa, por exemplo, número N igual a 4,00E+07, a vida útil do reforço asfáltico depende do cenário de carregamento conforme indicam as setas vermelhas da figura anterior.

Ocorrerá a redução da vida útil do reforço asfáltico sempre que o carregamento aplicado for maior do que o projetado, ou seja, quando o cenário de projeto indicar um carregamento menor que o cenário de campo. O Quadro 18 evidencia essas situações.

Quadro 18 – Análise da vida útil do reforço asfáltico

Vida útil do reforço asfáltico		Cenário de campo		
		Otimista	Realista	Pessimista
Cenário de projeto	Otimista	--	Diminui	Diminui
	Realista	Aumenta	--	Diminui
	Pessimista	Aumenta	Aumenta	--

Fonte: Autoria própria.

A situação é crítica quando ocorre a diminuição da vida útil do reforço asfáltico. O Quadro 19 apresenta uma análise quantitativa desta diminuição para números N arbitrados.

Quadro 19 – Redução da vida útil do reforço asfáltico para o segmento de tráfego do Posto 2

		Cenário de campo			
		Realista		Pessimista	
x (N)		y* (anos)		y* (anos)	
1,00E+07	Cenário de projeto otimista	0,6	Cenário de projeto otimista	0,8	Cenário de projeto realista
2,00E+07		1,2		1,5	
3,00E+07		1,7		2,2	
4,00E+07		2,2		2,8	
5,00E+07		2,7		3,4	
6,00E+07		3,0		3,9	
7,00E+07		3,4		4,3	
8,00E+07		3,7		4,7	
9,00E+07		3,9		5,1	
1,00E+08		4,1		5,4	
1,10E+08		4,3		5,6	

Fonte: Autoria própria.



As reduções da vida útil do reforço, para o segmento de tráfego do Posto 2, também podem ser quantificadas por meio das equações 23, 24 e 25. As equações 23 e 24 descrevem a redução em anos quando o cenário de projeto for otimista e cenário de campo realista e pessimista, respectivamente. A equação 25 relaciona a redução da vida útil do reforço para o cenário de projeto realista e o cenário de campo pessimista. Ressalta-se que as equações são aplicáveis dentro dos intervalos de  $x$  e  $y^*$  analisados.

$$y^* = -2,30851998 \cdot 10^{-16} \cdot x^2 + 6,45471847 \cdot 10^{-8} \cdot x \quad (23)$$

$$y^* = -2,75047153 \cdot 10^{-16} \cdot x^2 + 8,10186682 \cdot 10^{-8} \cdot x \quad (24)$$

$$y^* = -4,41951555 \cdot 10^{-17} \cdot x^2 + 1,64714836 \cdot 10^{-8} \cdot x \quad (25)$$

Onde:

$y^*$  = redução da vida útil do reforço asfáltico (anos)

$x$  = número  $N$  acumulado

Pode-se inferir que quanto maior o carregamento, maior tende a ser a redução da vida útil do reforço. As reduções serão maiores tanto quanto forem as diferenças de carregamento de projeto e de campo. Portanto, a pior situação ocorre quando o cenário de projeto for otimista e o cenário de campo realista. Para esta situação a redução da vida útil pode chegar a 5,6 anos.

A situação da realidade brasileira atualmente corresponde ao cenário de projeto otimista e cenário de campo realista, indicando que, para um  $N$  igual a  $1,00E+08$ , o revestimento projetado para um horizonte de 10 anos tende a durar 5,9 anos apenas.

Análise semelhante foi realizada para o segmento de tráfego do Posto 3. O Quadro 20 mostra a redução da vida útil para números  $N$  arbitrados e as equações 26, 27 e 28 descrevem matematicamente as situações.

Quadro 20 – Redução da vida útil do reforço asfáltico para o segmento de tráfego do Posto 3

Cenário de campo					
Realista		Pessimista		Pessimista	
x (N)	y* (anos)	y* (anos)	y* (anos)	y* (anos)	y* (anos)
1,00E+07	0,8	1,0	0,2		
2,00E+07	1,4	1,8	0,4		
3,00E+07	2,1	2,6	0,6		
4,00E+07	2,6	3,3	0,7		
5,00E+07	3,1	3,9	0,9		
6,00E+07	3,5	4,5	1,0		
7,00E+07	3,8	4,9	1,1		
8,00E+07	4,1	5,3	1,2		
9,00E+07	4,3	5,6	1,3		
1,00E+08	4,4	5,8	1,4		
1,10E+08	4,5	5,9	1,4		

Fonte: Autoria própria.

Análogo ao segmento de tráfego do Posto 2, a equações 26 e 27 descrevem a redução em anos quando o cenário de projeto for otimista e cenário de campo realista e pessimista, respectivamente. A equação 28 relaciona a redução da vida útil do reforço para o cenário de projeto realista e o cenário de campo pessimista.

$$y^* = -3,55444801 \cdot 10^{-16} \cdot x^2 + 7,95621837 \cdot 10^{-8} \cdot x \quad (26)$$

$$y^* = -4,24506426 \cdot 10^{-16} \cdot x^2 + 1,00092804 \cdot 10^{-7} \cdot x \quad (27)$$

$$y^* = -6,90616251 \cdot 10^{-17} \cdot x^2 + 2,05306200 \cdot 10^{-8} \cdot x \quad (28)$$

Onde:

$y^*$  = redução da vida útil do reforço asfáltico (anos)

$x$  = número N acumulado

As observações de que quanto maior o carregamento, maior tende a ser a redução da vida útil do reforço e que as reduções serão maiores tanto quanto forem as diferenças de carregamento de projeto e de campo também se aplicam ao segmento de tráfego do posto 3.

Avaliando a situação da realidade brasileira, para o segmento de tráfego do Posto 3, quando o N acumulado for igual a 1,00E+08, a durabilidade do reforço asfáltico tende a atingir 5,6 anos.

Para o trecho estudado e o tráfego atuante calculado, o Quadro 21 e o Quadro 22 mostram a redução da vida útil do revestimento para os segmentos de tráfego do Posto 2 e do Posto 3, respectivamente.

Quadro 21 - Redução da vida útil do reforço asfáltico para o segmento de tráfego do Posto 2

Cenário de projeto	N	Cenário de campo		
		Otimista	Realista	Pessimista
Otimista	5,86E+07	--	3,0 anos	3,8 anos
Realista	8,78E+07	Aumenta	--	1,1 anos
Pessimista	1,01E+08	Aumenta	Aumenta	--

Fonte: Autoria própria.

Quadro 22 - Redução da vida útil do reforço asfáltico para o segmento de tráfego do Posto 3

Cenário de projeto	N	Cenário de campo		
		Otimista	Realista	Pessimista
Otimista	4,70E+07	--	3,0 anos	3,8 anos
Realista	7,00E+07	Aumenta	--	1,1 anos
Pessimista	8,02E+07	Aumenta	Aumenta	--

Fonte: Autoria própria.

Para os dois segmentos de tráfego, as reduções de vida útil são iguais a 3 e 3,8 anos quando o cenário de projeto for otimista e as tolerâncias de carga por eixo de 7,5% e 10%, respectivamente. Já para o cenário de projeto realista, a redução da vida útil é de aproximadamente 1 ano se a tolerância de carga por eixo for igual a 10%.

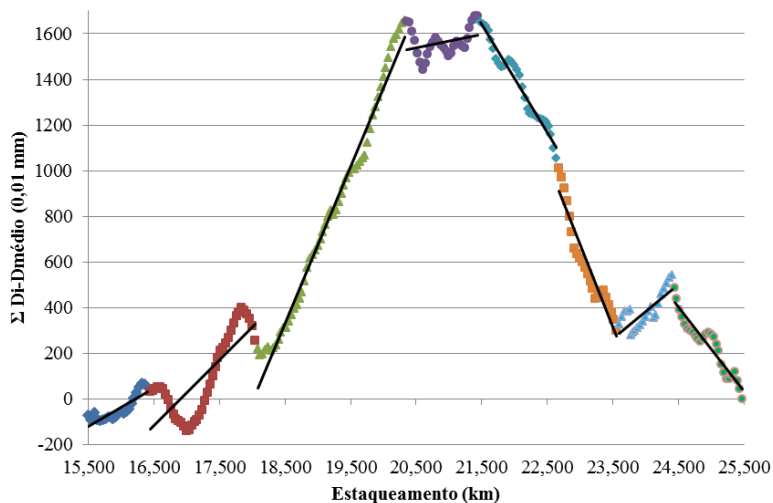
#### 4.4 DIVISÃO EM SEGMENTOS HOMOGÊNEOS

A divisão do trecho em segmentos homogêneos deflectométricos foi realizada com o método da soma dos desvios acumulados, preconizado pela AASHTO, tendo como objetivo definir os locais com comportamento aproximadamente uniforme no que diz respeito a deflexão máxima recuperável. O trecho foi dividido em 8 segmentos homogêneos deflectométricos, conforme mostra a Figura 25.

Embora os segmentos apresentem comportamento deflectométrico semelhante, dentro de um mesmo trecho é possível

identificar subtrechos com diferentes tráfegos atuantes e/ou seções transversais. De forma a eliminar essas variáveis dentro de um mesmo segmento dito homogêneo, foi feita a compatibilização dos segmentos: deflectométricos, de tráfego e geotécnicos (ou de seção transversal). Obteve-se 10 segmentos homogêneos, mostrados no Quadro 23.

Figura 25 - Gráfico da divisão dos segmentos homogêneos deflectométricos



Fonte: Autoria própria.

Quadro 23 - Caracterização dos segmentos homogêneos compatibilizados

Segmento Homogêneo	Trecho		N <sub>USACE</sub> (Cenários)			Parâmetros deflectométricos					% TR	IGG
	Início	Fim	Otimista	Realista	Pessimista	D <sub>média</sub>	$\sigma$ (D)	D <sub>característica</sub>	CV	R <sub>20</sub> médio		
1	15,500	16,400	5,86E+07	8,78E+07	1,01E+08	112,29	22,10	134,39	19,7%	68,22	20,4	28
2	16,440	18,040	5,86E+07	8,78E+07	1,01E+08	115,15	25,54	140,69	22,2%	61,00	74,5	79
3	18,080	20,040	5,86E+07	8,78E+07	1,01E+08	133,98	20,75	154,73	15,5%	52,47	71,9	76
4	20,080	20,320	5,86E+07	8,78E+07	1,01E+08	140,25	13,53	153,78	9,6%	60,72	55,7	59
5	20,360	21,440	5,86E+07	8,78E+07	1,01E+08	111,03	28,33	139,35	25,5%	57,27	8,6	32
6	21,480	22,640	5,86E+07	8,78E+07	1,01E+08	89,17	19,56	108,72	21,9%	77,68	25,6	33
7	22,680	23,560	5,86E+07	8,78E+07	1,01E+08	77,60	23,23	100,83	29,9%	107,47	77,6	52
8	23,600	23,660	5,86E+07	8,78E+07	1,01E+08	137,76	4,81	142,57	3,5%	60,16	50,0	87
9	23,680	24,400	4,70E+07	7,00E+07	8,02E+07	119,45	33,74	153,19	28,2%	64,75	70,7	75
10	24,440	25,500	4,70E+07	7,00E+07	8,02E+07	90,14	22,75	112,89	25,2%	89,68	69,8	8

Fonte: Autoria própria.

Nota: Deflexões expressas em 0,01 mm.  $\sigma$  (D) é o desvio-padrão das deflexões máximas recuperáveis; CV é o coeficiente de variação das deflexões máximas recuperáveis; R<sub>20</sub> médio é a média dos raios de curvatura calculados para um afastamento de 20 cm do ponto de aplicação da carga, expresso em metros; %TR é a ocorrência de trincamento no trecho e IGG é o índice de gravidade global.

## 4.5 MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO DE REFORÇO

Com o objetivo de comparar as espessuras de reforço asfáltico obtidas por diferentes métodos de cálculo, realizou-se o dimensionamento utilizando dois métodos empíricos, DNER-PRO 11/79 e DNER-PRO 269/94, e o método empírico-mecanicista realizado com o auxílio do *software* BISAR 3.

### 4.5.1 DNER-PRO 11/79 – Método B

O método DNER-PRO 11/79 fundamenta-se na deflexão máxima admissível, que é função apenas do tráfego que solicita o pavimento. Os resultados da espessura do reforço calculada por meio deste método são mostrados nos quadros a seguir para cada um dos cenários de carregamento: otimista, realista e pessimista.

Quadro 24 – Dimensionamento do reforço asfáltico pelo método DNER-PRO 11/79 para o cenário otimista

Segmento	$N_{USACE}$	$D_{projeto}$	$D_{admissível}$	$h_{CB}$ (cm)
1	5,86E+07	134,39	45,53	18,8
2	5,86E+07	140,69	45,53	19,6
3	5,86E+07	154,73	45,53	21,2
4	5,86E+07	153,78	45,53	21,1
5	5,86E+07	139,35	45,53	19,4
6	5,86E+07	108,72	45,53	15,1
7	5,86E+07	100,83	45,53	13,8
8	5,86E+07	142,57	45,53	19,8
9	4,70E+07	153,19	47,31	20,4
10	4,70E+07	112,89	47,31	15,1

Fonte: Autoria própria.

Nota:  $h_{CB}$  é a espessura do reforço asfáltico; deflexões em 0,01 mm.

Quadro 25 – Dimensionamento do reforço asfáltico pelo método DNER-PRO  
11/79 para o cenário realista

Segmento	$N_{USACE}$	$D_{projeto}$	$D_{admissível}$	$h_{CB}$ (cm)
1	8,78E+07	134,39	42,45	20,0
2	8,78E+07	140,69	42,45	20,8
3	8,78E+07	154,73	42,45	22,5
4	8,78E+07	153,78	42,45	22,4
5	8,78E+07	139,35	42,45	20,7
6	8,78E+07	108,72	42,45	16,3
7	8,78E+07	100,83	42,45	15,0
8	8,78E+07	142,57	42,45	21,0
9	7,00E+07	153,19	44,15	21,6
10	7,00E+07	112,89	44,15	16,3

Fonte: Autoria própria.

Nota:  $h_{CB}$  é a espessura do reforço asfáltico; deflexões em 0,01 mm.

Quadro 26 – Dimensionamento do reforço asfáltico pelo método DNER-PRO  
11/79 para o cenário pessimista

Segmento	$N_{USACE}$	$D_{projeto}$	$D_{admissível}$	$h_{CB}$ (cm)
1	1,01E+08	134,39	41,46	20,4
2	1,01E+08	140,69	41,46	21,2
3	1,01E+08	154,73	41,46	22,9
4	1,01E+08	153,78	41,46	22,8
5	1,01E+08	139,35	41,46	21,1
6	1,01E+08	108,72	41,46	16,7
7	1,01E+08	100,83	41,46	15,4
8	1,01E+08	142,57	41,46	21,5
9	8,02E+07	153,19	43,12	22,0
10	8,02E+07	112,89	43,12	16,7

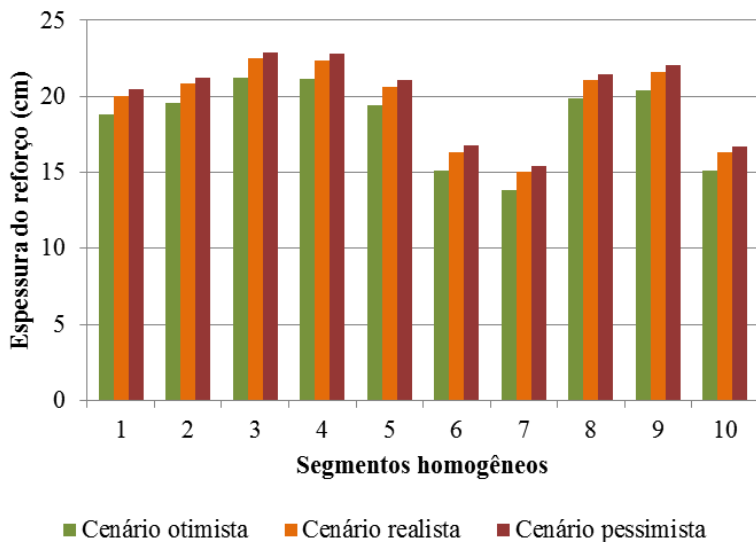
Fonte: Autoria própria.

Nota:  $h_{CB}$  é a espessura do reforço asfáltico; deflexões em 0,01 mm.

É visível que as espessuras de reforços asfálticos calculadas são tão maiores quanto maior for a deflexão de projeto e o tráfego incidente.

Para o cenário otimista, as espessuras variaram de 15,1 a 21,2 cm; para o cenário realista, de 16,3 a 22,5 cm; e para o cenário pessimista, entre 16,7 e 22,8 cm. A Figura 26 apresenta graficamente as diferenças de espessura de reforço obtidas para cada um dos cenários.

Figura 26 - Espessuras de reforço asfáltico calculadas pelo método DNER PRO 11/79 para os cenários otimista, realista e pessimista.



Fonte: Autoria própria.



Quadro 27 - Comparação entre as espessuras obtidas pelo método DNER-PRO 11/79 para os cenários otimista, realista e pessimista

Seg.	Cenário otimista	Cenário realista		Cenário pessimista		
	$h_{CB}$ (cm)	$h_{CB}$ (cm)	% <sup>1</sup>	$h_{CB}$ (cm)	% <sup>1</sup>	% <sup>2</sup>
1	18,8	20,0	6,5%	20,4	8,7%	2,0%
2	19,6	20,8	6,2%	21,2	8,3%	2,0%
3	21,2	22,5	5,7%	22,9	7,7%	1,8%
4	21,1	22,4	5,8%	22,8	7,7%	1,8%
5	19,4	20,7	6,3%	21,1	8,4%	2,0%
6	15,1	16,3	8,1%	16,7	10,8%	2,5%
7	13,8	15,0	8,8%	15,4	11,8%	2,7%
8	19,8	21,0	6,1%	21,5	8,2%	1,9%
9	20,4	21,6	5,9%	22,0	7,9%	1,9%
10	15,1	16,3	8,0%	16,7	10,7%	2,5%
Média			6,7%		9,0%	2,1%

Fonte: Autoria própria.

Nota: <sup>1</sup>Aumento percentual da espessura em relação ao cenário otimista.

<sup>2</sup>Aumento percentual da espessura em relação ao cenário realista.

Com o método de dimensionamento DNER-PRO 11, uma tolerância de 7,5% de excesso de peso por eixo seria necessário um acréscimo médio de 6,7% da espessura do revestimento para que este fosse capaz de suportar a ação do tráfego e ter um desempenho satisfatório. Caso o Projeto de Lei seja aprovado, a situação do pavimento é ainda mais crítica: seria necessário um aumento médio de 9% na espessura quando comparado ao cenário otimista (tráfego de projeto adotado atualmente nos métodos de dimensionamento brasileiros) e um aumento de 2,1% de espessura quando comparamos os cenários pessimista e realista.

#### 4.5.2 DNER-PRO 269/94 – Método da Resiliência (TECNAPAV)

Outro método empírico analisado foi o DNER-PRO 269/94, também conhecido como Método da Resiliência ou TECNAPAV. Este método diferencia-se do DNER-PRO 11 por contemplar a resiliência do solo de fundação (subleito) e modelos de fadiga de misturas

betuminosas. Os quadros a seguir apresentam os resultados das espessuras do reforço asfáltico calculadas por este método.

Quadro 28 – Dimensionamento do reforço asfáltico pelo método DNER-PRO 269/94 para o cenário otimista

Segmento	Dc	$h_{ef}$ (cm)	$N_{USACE}$	$D_{permissível}$	HR (cm)	Hpm (cm)	Hca (cm)
1	134,39	4,4	5,86E+07	48,71	13,1	5,2	7,8
2	140,69	0,0	5,86E+07	48,71	19,0	7,6	11,4
3	154,73	0,0	5,86E+07	48,71	19,0	7,6	11,4
4	153,78	0,0	5,86E+07	48,71	15,1	6,0	9,1
5	139,35	0,1	5,86E+07	48,71	15,0	6,0	9,0
6	108,72	1,7	5,86E+07	48,71	12,8	5,1	7,7
7	100,83	0,0	5,86E+07	48,71	15,1	6,0	9,1
8	142,57	0,0	5,86E+07	48,71	15,1	6,0	9,1
9	153,19	0,0	4,70E+07	50,76	14,4	5,8	8,6
10	112,89	0,0	4,70E+07	50,76	14,4	5,8	8,6

Fonte: Autoria própria.

Nota: deflexões em 0,01 mm; Dc é a deflexão característica;  $h_{ef}$  é a espessura efetiva do revestimento betuminoso existente; HR é a espessura de reforço; Hpm é a espessura de pré-misturado; Hca é a espessura de concreto asfáltico CBUQ.

Quadro 29 – Dimensionamento do reforço asfáltico pelo método DNER-PRO 269/94 para o cenário realista

Segmento	Dc	$h_{ef}$ (cm)	$N_{USACE}$	$D_{permissivel}$	HR (cm)	Hpm (cm)	Hca (cm)
1	134,39	4,4	8,78E+07	45,15	14,4	5,8	8,6
2	140,69	0,0	8,78E+07	45,15	20,3	8,1	12,2
3	154,73	0,0	8,78E+07	45,15	20,3	8,1	12,2
4	153,78	0,0	8,78E+07	45,15	16,4	6,6	9,9
5	139,35	0,1	8,78E+07	45,15	16,3	6,5	9,8
6	108,72	1,7	8,78E+07	45,15	14,1	5,7	8,5
7	100,83	0,0	8,78E+07	45,15	16,4	6,6	9,9
8	142,57	0,0	8,78E+07	45,15	16,4	6,6	9,9
9	153,19	0,0	7,00E+07	47,11	15,7	6,3	9,4
10	112,89	0,0	7,00E+07	47,11	15,7	6,3	9,4

Fonte: Autoria própria.

Nota: deflexões em 0,01 mm; Dc é a deflexão característica;  $h_{ef}$  é a espessura efetiva do revestimento betuminoso existente; HR é a espessura de reforço; Hpm é a espessura de pré-misturado; Hca é a espessura de concreto asfáltico CBUQ.

Quadro 30 – Dimensionamento do reforço asfáltico pelo método DNER-PRO 269/94 para o cenário pessimista

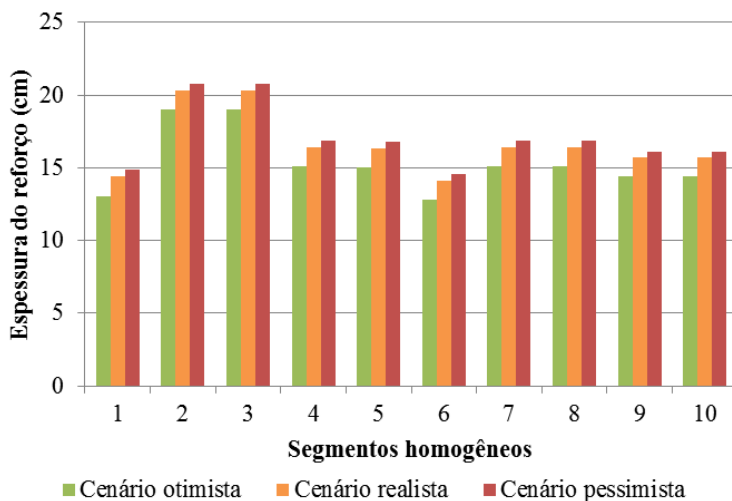
Seg.	Dc	$h_{ef}$ (cm)	$N_{USACE}$	$D_{permissível}$	HR (cm)	Hpm (cm)	Hca (cm)
1	134,39	4,4	1,01E+08	44,01	14,8	5,9	8,9
2	140,69	0,0	1,01E+08	44,01	20,8	8,3	12,5
3	154,73	0,0	1,01E+08	44,01	20,8	8,3	12,5
4	153,78	0,0	1,01E+08	44,01	16,9	6,8	10,1
5	139,35	0,1	1,01E+08	44,01	16,8	6,7	10,1
6	108,72	1,7	1,01E+08	44,01	14,6	5,8	8,7
7	100,83	0,0	1,01E+08	44,01	16,9	6,8	10,1
8	142,57	0,0	1,01E+08	44,01	16,9	6,8	10,1
9	153,19	0,0	8,02E+07	45,93	16,1	6,4	9,7
10	112,89	0,0	8,02E+07	45,93	16,1	6,4	9,7

Fonte: Autoria própria.

Nota: deflexões em 0,01 mm; Dc é a deflexão característica;  $h_{ef}$  é a espessura efetiva do revestimento betuminoso existente; HR é a espessura de reforço; Hpm é a espessura de pré-misturado; Hca é a espessura de concreto asfáltico CBUQ.

Neste método, a espessura do reforço calculada apresenta uma relação proporcional com o número N e a deflexão característica ( $D_c$ ) enquanto que, com a espessura efetiva do revestimento existente é inversamente proporcional. As espessuras de reforço variaram de 12,8 a 19,0 cm para o cenário otimista; entre 14,1 e 20,3 cm para o cenário realista; e 14,6 a 20,8 cm para o cenário pessimista. A Figura 27 e o Quadro 31 mostram as diferenças de espessura de reforço obtidas para cada um dos cenários.

Figura 27 - Espessuras de reforço asfáltico calculadas pelo método DNER PRO 269/94 para os cenários otimista, realista e pessimista.



Fonte: Autoria própria.

O método DNER-PRO 269/94 estima que seja necessário uma aumento médio de 8,7% em espessura de reforço para uma tolerância de 7,5% de excesso de peso por eixo. Outra maneira de interpretar este resultado é que as rodovias são dimensionadas para um carregamento (cenário otimista) que necessitaria um acréscimo de 8,7% de revestimento para suportar as ações do tráfego atuante (cenário realista). No que diz respeito a uma tolerância de 10% do peso por eixo, seria necessário um aumento de 11,7% de espessura de reforço com relação ao cenário otimista e, 2,8% em relação ao cenário realista.

Quadro 31 - Comparação entre as espessuras obtidas pelo método DNER-PRO 269/94 para os cenários otimista, realista e pessimista

Seg.	Cenário otimista	Cenário realista		Cenário pessimista		
	HR (cm)	HR (cm)	Aumento	HR (cm)	Aumento <sup>1</sup>	Aumento <sup>2</sup>
1	13,1	14,4	10,1%	14,8	13,6%	3,2%
2	19,0	20,3	6,9%	20,8	9,3%	2,2%
3	19,0	20,3	6,9%	20,8	9,3%	2,2%
4	15,1	16,4	8,7%	16,9	11,7%	2,8%
5	15,0	16,3	8,8%	16,8	11,8%	2,8%
6	12,8	14,1	10,3%	14,6	13,8%	3,2%
7	15,1	16,4	8,7%	16,9	11,7%	2,8%
8	15,1	16,4	8,7%	16,9	11,7%	2,8%
9	14,4	15,7	8,8%	16,1	11,9%	2,8%
10	14,4	15,7	8,8%	16,1	11,9%	2,8%
Média			8,7%		11,7%	2,8%

Fonte: Autoria própria.

Nota: <sup>1</sup>Aumento percentual da espessura em relação ao cenário otimista.

<sup>2</sup>Aumento percentual da espessura em relação ao cenário realista.

#### 4.6 MÉTODO EMPÍRICO-MECANICISTA

Para a obtenção dos módulos de elasticidade efetivos dos vários materiais constituintes do pavimento recorreu-se à retroanálise. A priori, foi necessário fazer o tratamento estatístico das bacias de deflexão de campo. As bacias de deflexões representativas de cada segmento homogêneo encontram-se no Quadro 32.

Quadro 32 – Bacias de deflexão representativa dos segmentos homogêneos

Segmento	Deflexões características (0,01 mm)						
	D0	D20	D30	D45	D65	D90	D120
1	116,58	80,61	60,55	39,70	22,82	13,59	9,16
2	117,91	80,69	60,38	38,42	21,49	11,87	7,19
3	135,62	95,29	72,01	47,80	27,18	14,57	8,72
4	143,55	108,06	81,48	53,65	31,96	18,04	11,52
5	111,55	74,01	56,17	39,26	23,91	14,50	9,56
6	89,13	59,97	46,73	32,57	20,73	12,64	8,53
7	76,26	55,73	44,13	32,86	22,29	14,22	9,48
8	137,90	112,50	88,49	64,20	41,50	26,16	16,59
9	125,23	92,99	73,33	51,86	32,36	20,43	12,92
10	86,99	63,46	50,61	35,02	22,21	13,90	9,22

Fonte: Autoria própria.

Nota: Deflexões em 0,01 mm.

A determinação dos módulos elasticidade das camadas do pavimento foi realizada através do programa BISAR 3, que permite realizar a análise estrutural de pavimentos constituídos por camadas elásticas. Este processo é iterativo, com a finalidade de obterem-se as deflexões de cálculo o mais próximo possível das deflexões de ensaio. Os módulos dos materiais, obtidos por retroanálise, encontram-se no Quadro 33.

Quadro 33 - Módulos de elasticidade efetivos obtidos por retroanálise

Segmento	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Revestimento	840	950	760	412	330	540	980	520	242	450
Paralelepípedo	-	-	-	17	22	28	30	35	-	-
Base	50	55	60	20	50	58	60	20	200	230
Sub-base	35	25	25	18	45	60	50	18	15	25
Reforço	40	35	20	-	-	-	-	-	-	-
Subleito	90	110	92	70	84	95	90	52	67	92

Fonte: Autoria própria.

Nota: Módulos de elasticidade em MPa.

As bacias de deflexão teóricas e de campo para cada um dos segmentos homogêneos podem ser vistas no APÊNDICE A – Resultados da retroanálise.

Os módulos de elasticidade, abaixo dos valores usuais, encontrados para cada uma das camadas indicam a má qualidade dos materiais constituintes do pavimento, justificando os elevados valores de deflexão em alguns segmentos homogêneos.

Conhecidas as rigidezes das camadas, foram determinadas as espessuras de reforço necessárias pelo método empírico-mecanicista para cada um dos segmentos homogêneos, utilizando 3 misturas betuminosas distintas e analisando-se os cenários de carregamento otimista, realista e pessimista. Os quadros a seguir mostram os resultados encontrados para cada uma das situações.



Quadro 34 - Espessura de reforço obtida pelo método empírico-mecanicista e respectivo  $N$  admissível para o cenário otimista

Segmento	$N_{USACE}$	Mistura BBB		Mistura IBB151		Mistura IBCbP	
		Hr (cm)	$N_{adm}$	Hr (cm)	$N_{adm}$	Hr (cm)	$N_{adm}$
1	5,86E+07	25,0	6,36E+07	8,5	2,24E+08	15,0	6,13E+07
2	5,86E+07	24,5	6,42E+07	9,0	3,73E+08	14,0	6,42E+07
3	5,86E+07	26,0	6,45E+07	9,0	1,37E+08	16,5	6,31E+07
4	5,86E+07	27,0	5,92E+07	11,0	6,72E+07	19,0	6,72E+07
5	5,86E+07	27,0	6,45E+07	11,5	6,64E+07	19,0	6,75E+07
6	5,86E+07	24,5	6,33E+07	9,0	2,17E+08	14,5	5,69E+07
7	5,86E+07	20,0	5,86E+07	11,5	4,46E+09	11,0	2,83E+08
8	5,86E+07	26,5	6,45E+07	9,0	1,35E+08	16,5	5,86E+07
9	4,70E+07	27,0	5,19E+07	12,0	5,35E+07	19,0	4,87E+07
10	4,70E+07	24,5	5,21E+07	8,5	1,07E+08	15,5	4,99E+07

Fonte: Autoria própria.

Quadro 35 - Espessura de reforço obtida pelo método empírico-mecanicista e respectivo  $N$  admissível para o cenário realista

Segmento	$N_{USACE}$	Mistura BBB		Mistura IBB151		Mistura IBCbP	
		Hr (cm)	$N_{adm}$	Hr (cm)	$N_{adm}$	Hr (cm)	$N_{adm}$
1	8,78E+07	27,0	9,65E+07	8,5	2,24E+08	16,5	9,05E+07
2	8,78E+07	26,0	8,78E+07	9,0	3,73E+08	15,5	9,13E+07
3	8,78E+07	27,5	8,82E+07	9,0	1,37E+08	18,0	9,55E+07
4	8,78E+07	29,0	9,02E+07	12,0	9,32E+07	20,0	9,05E+07
5	8,78E+07	28,5	8,90E+07	12,5	9,69E+07	20,0	9,22E+07
6	8,78E+07	26,5	9,64E+07	9,0	2,17E+08	16,5	9,68E+07
7	8,78E+07	22,5	9,40E+07	11,5	4,46E+09	11,0	2,83E+08
8	8,78E+07	28,5	9,67E+07	9,0	1,35E+08	18,5	9,99E+07
9	7,00E+07	28,5	7,17E+07	13,0	7,92E+07	20,5	7,77E+07
10	7,00E+07	26,0	7,19E+07	8,5	1,07E+08	17,0	7,63E+07

Fonte: Autoria própria.

Quadro 36 - Espessura de reforço obtida pelo método empírico-mecanicista e respectivo N admissível para o cenário pessimista

Segmento	N <sub>USACE</sub>	Mistura BBB		Mistura IBB151		Mistura IBCbP	
		Hr (cm)	N <sub>adm</sub>	Hr (cm)	N <sub>adm</sub>	Hr (cm)	N <sub>adm</sub>
1	1,01E+08	27,5	1,07E+08	8,5	2,24E+08	17,0	1,03E+08
2	1,01E+08	27,0	1,08E+08	9,0	3,73E+08	16,0	1,03E+08
3	1,01E+08	28,5	1,08E+08	9,0	1,37E+08	18,5	1,10E+08
4	1,01E+08	30,0	1,10E+08	12,5	1,10E+08	20,5	1,05E+08
5	1,01E+08	29,5	1,10E+08	13,0	1,17E+08	20,5	1,08E+08
6	1,01E+08	27,0	1,07E+08	9,0	2,17E+08	17,0	1,11E+08
7	1,01E+08	23,0	1,03E+08	11,5	4,46E+09	11,0	2,83E+08
8	1,01E+08	29,0	1,07E+08	9,0	1,35E+08	19,0	1,14E+08
9	8,02E+07	29,5	8,85E+07	13,5	9,66E+07	21,0	9,05E+07
10	8,02E+07	27,0	8,86E+07	8,5	1,07E+08	17,5	8,82E+07

Fonte: Autoria própria.

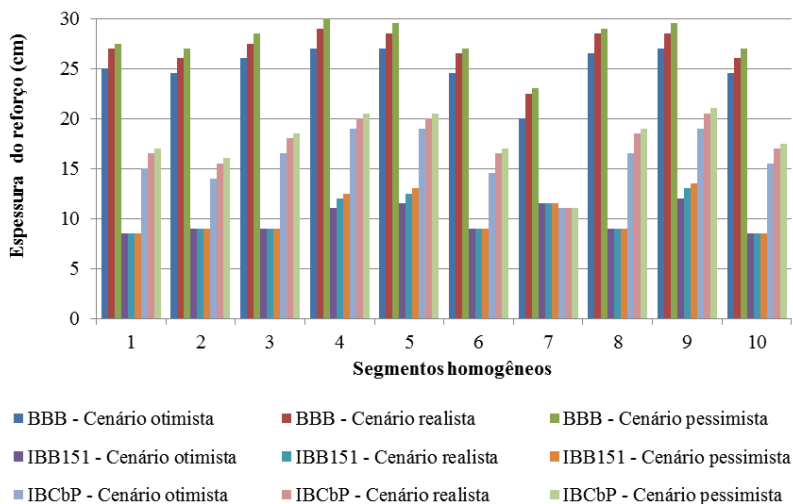
Os resultados nos mostram que as espessuras encontradas para cada tipo de revestimento betuminoso apresentam uma diferença significativa. As variações encontradas ressaltam a importância de métodos que considerem as características de desempenho mecânico do material.

Analisando o desempenho das diferentes misturas, pode-se concluir que a mistura IBB151 (tipo asfalto-borracha) apresentou as menores espessuras devido a maior vida de fadiga. O fato que deve ser observado é que as misturas mais rígidas, de maior módulo, neste caso a mistura convencional BBB, nem sempre conduzem às menores espessuras uma vez que o dimensionamento é função do módulo e da lei de fadiga do material.

Dentre as misturas com asfalto-borracha (IBB151 e IBCbP), aquelas que utilizam um asfalto base mais duro (IBB151) tendem a um comportamento superior em relação a deformação permanente, não contemplada nos métodos aplicados. Com o objetivo de evitar a ruptura do reforço asfáltico devido a deformações permanentes excessivas, sugere-se a execução de duas camadas integradas de revestimento asfáltico: a mistura convencional mais dura, resistente à deformação permanente, na parte superior do revestimento e, a mistura tipo asfalto-

borracha na parte inferior onde ocorrem os esforços máximos de tração e o material tende à ruptura por fadiga.

Figura 28 - Espessura de reforço asfáltico obtidas pelo método empírico-mecanicista

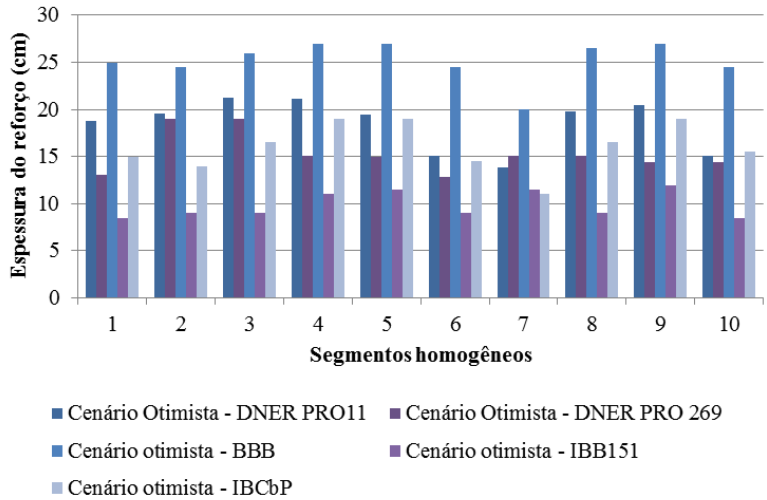


Fonte: Autoria própria.

#### 4.7 ANÁLISE COMPARATIVA DOS MÉTODOS APLICADOS

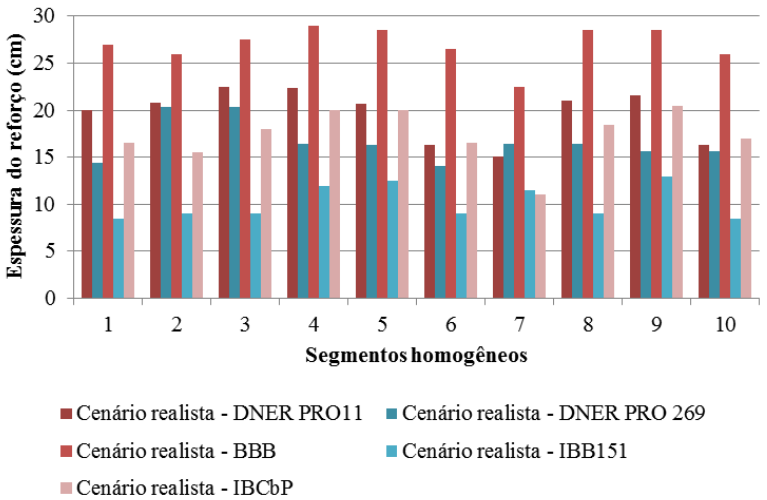
A comparação entre os métodos aplicados, empíricos e empírico-mecanicista, é apresentada nas figuras a seguir para cada um dos cenários de carregamento.

Figura 29 - Espessura de reforço asfáltico obtidas pelos métodos empíricos e empírico-mecanicista para o cenário otimista



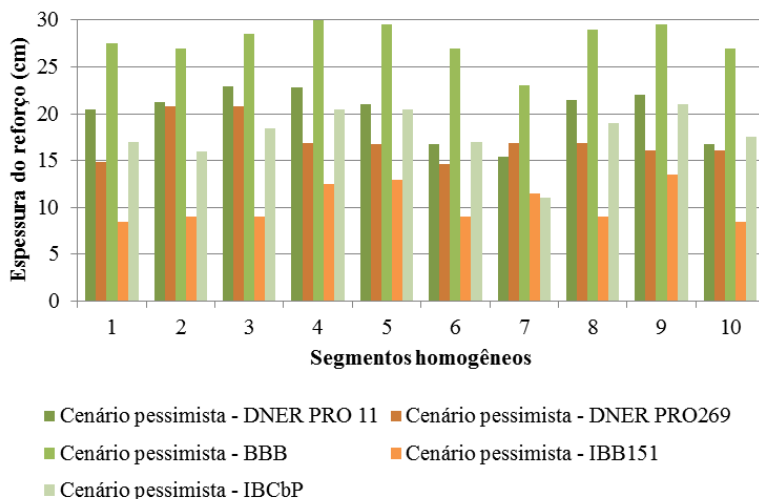
Fonte: Autoria própria.

Figura 30 - Espessura de reforço asfáltico obtidas pelos métodos empíricos e empírico-mecanicista para o cenário realista



Fonte: Autoria própria.

Figura 31 - Espessura de reforço asfáltico obtidas pelos métodos empíricos e empírico-mecanicista para o cenário pessimista



Fonte: Autoria própria.

As observações a respeito da análise das figuras anteriores são mesmas uma vez que ocorre uma variação proporcional da espessura em virtude do aumento do carregamento para cada um dos cenários.

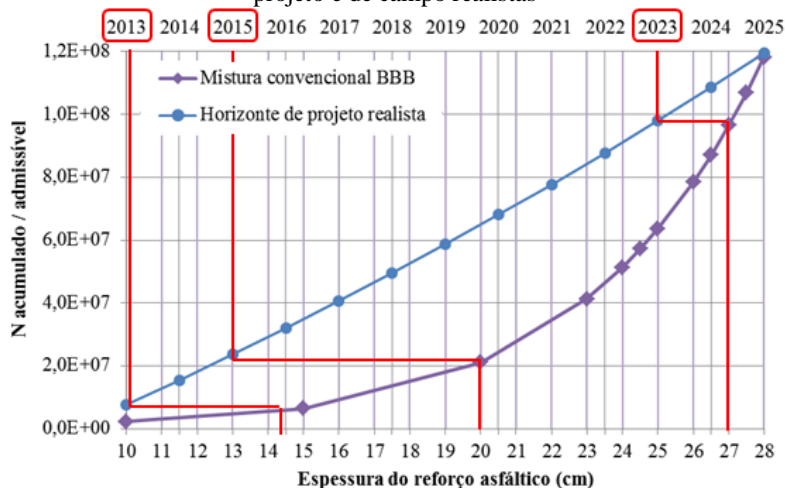
As variações de espessura obtidas para cada método aplicado e misturas utilizadas para cada segmento homogêneo são variáveis. As diferenças de espessuras entre os métodos empíricos decorrem das características dos segmentos homogêneos enquanto que para o método empírico-mecanicista é oriunda da geometria do pavimento, das características dos materiais e da maneira como o conjunto se comporta.

Os métodos empíricos aplicados apenas consideram a utilização de mistura asfáltica convencional (BBB). Para esta mistura, verifica-se que as espessuras determinadas pelo método empírico-mecanicista são superiores àquelas obtidas pelos métodos empíricos do DNIT. Estes resultados exemplificam que os métodos empíricos vigentes necessitam serem revistos. Em consequência disso, degradações prematuras, como deformações permanentes e trincamentos por fadiga, ocorrem nos pavimentos brasileiros.

#### 4.7.1 Estimativa da redução da vida útil do reforço asfáltico em função das espessuras dimensionadas

A vida útil do reforço asfáltico depende não só do carregamento que atua no pavimento, mas também das características do material que será empregado no reforço e da espessura dessa camada. A partir da curva que relaciona a espessura do reforço com o número  $N$  admissível (obtidas das simulações realizadas para a mistura convencional BBB) e da curva do  $N$  acumulado no horizonte de projeto, conforme pode ser visualizado na Figura 32, foi estimada a vida útil do reforço asfáltico, com misturas convencionais, para cada uma das espessuras dimensionadas por cada um dos métodos. A análise foi realizada para os cenários de carregamento otimista, realista e pessimista.

Figura 32 – Estimativa da redução da vida útil do reforço asfáltico em função das espessuras dimensionadas para o segmento homogêneo 1, cenários de projeto e de campo realistas



Fonte: Autoria própria.

Tomando como exemplo o segmento homogêneo 1, para os cenários de projeto e de campo realistas, estimou-se que uma espessura de 27 cm, dimensionada pelo método empírico-mecanicista, tende a durar até 2023. As espessuras dimensionadas pelos métodos empíricos apresentaram uma redução da vida útil. As espessuras dimensionadas de

14,4 e 20 cm tendem a apresentar um desempenho satisfatório até 2013 e 2015, respectivamente.

A estimativa da redução da vida útil foi realizada a partir de equações de ajuste das curvas (exponencial e logarítmicas). Os quadros 37, 38 e 39 apresentam uma síntese da estimativa da vida útil do reforço em função das espessuras dimensionadas. Os gráficos e quadros com as análises de cada segmento homogêneo podem ser visualizados no Apêndice C.

Quadro 37 – Vida útil estimada do reforço asfáltico em função das espessuras dimensionadas pelos diferentes métodos para o cenário otimista

Vida útil estimada (anos)		Método de dimensionamento		
		DNER-PRO 11	DNER-PRO 269	Empírico-mecanicista
Segmento	1	2015,0	2013,2	2022,6
	2	2016,0	2015,6	2022,6
	3	2015,9	2014,6	2022,6
	4	2014,7	2013,0	2022,0
	5	2014,0	2013,0	2022,6
	6	2013,7	2013,2	2022,5
	7	2016,1	2016,9	2022,4
	8	2014,8	2013,3	2022,6
	9	2014,4	2013,0	2022,6
	10	2013,7	2013,5	2022,6

Fonte: Autoria própria.

Para o cenário otimista, a estimativa da vida útil média para as espessuras obtidas pelo método empírico-mecanicista é 2022,5, sendo que as estimativas variaram entre os anos de 2022 e 2022,6. Para as espessuras dimensionadas pelos métodos empíricos, observou-se uma redução da vida útil do reforço asfáltico. Pelo método DNER-PRO 11 estima-se uma vida útil até 2014,8, enquanto que para o método DNER-PRO 269 até 2013,9. As estimativas variaram entre 2013,7 e 2016,1 para o método DNER-PRO 11 e, entre 2013 e 2016,9 para o método DNER-PRO 269.

Quadro 38 – Vida útil estimada do reforço asfáltico em função das espessuras dimensionadas pelos diferentes métodos para o cenário realista

Vida útil estimada (anos)		Método de dimensionamento		
		DNER-PRO 11	DNER-PRO 269	Empírico-mecanicista
Segmento	1	2013,1	2014,7	2023,0
	2	2015,6	2015,3	2022,0
	3	2015,5	2014,4	2022,0
	4	2014,5	2013,0	2022,6
	5	2013,9	2013,0	2022,3
	6	2013,6	2013,2	2022,9
	7	2015,4	2016,2	2022,5
	8	2014,5	2013,2	2023,0
	9	2014,2	2013,0	2022,4
	10	2013,5	2013,4	2022,1

Fonte: Autoria própria.

Para o cenário realista, a estimativa da vida útil média para as espessuras obtidas pelo método empírico-mecanicista é 2022,5, sendo que as estimativas variaram entre os anos de 2022 e 2023. Para as espessuras dimensionadas pelos métodos empíricos, ocorre uma redução da vida útil do reforço asfáltico. Pelo método DNER-PRO 11 estima-se uma vida útil média até 2014,4, e para o método DNER-PRO 269 até 2013,9. As estimativas variaram entre 2013,1 e 2015,6 para o método DNER-PRO 11 e, entre 2013 e 2016,2 para o método DNER-PRO 269.



Quadro 39 – Vida útil estimada do reforço asfáltico em função das espessuras dimensionadas pelos diferentes métodos para o cenário pessimista

Vida útil estimada (anos)		Método de dimensionamento		
		DNER-PRO 11	DNER-PRO 269	Empírico-mecanicista
Segmento	1	2014,6	2013,1	2022,7
	2	2015,4	2015,2	2022,5
	3	2015,4	2014,3	2022,8
	4	2014,5	2013,0	2023,7
	5	2013,8	2013,0	2023,5
	6	2013,5	2013,1	2022,6
	7	2015,2	2016,0	2022,0
	8	2014,5	2013,2	2022,7
	9	2014,2	2013,0	2023,7
	10	2013,5	2013,4	2023,0

Fonte: Autoria própria.

Para o cenário pessimista, a estimativa da vida útil média para as espessuras obtidas pelo método empírico-mecanicista é 2022,9, e as estimativas estão compreendidas entre os anos de 2022 e 2023,7. Para as espessuras dimensionadas pelos métodos empíricos, ocorre uma redução da vida útil do reforço asfáltico. Pelo método DNER-PRO 11 estima-se uma vida útil média até 2014,5, e para o método DNER-PRO 269 até 2013,7. As estimativas variaram entre 2013,5 e 2015,4 para o método DNER-PRO 11 e, entre 2013 e 2016 para o método DNER-PRO 269.



## 5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

De acordo com os objetivos propostos neste trabalho, foram levantados subsídios teóricos e práticos sobre métodos empíricos e empírico-mecanicista de dimensionamento de reforços para pavimentos flexíveis. Então, os conhecimentos foram aplicados em um estudo de caso da rodovia BR-282 em Santa Catarina visando discutir o dimensionamento do reforço do pavimento. Foi realizada uma comparação entre as espessuras obtidas para cada um dos métodos, além de uma análise criteriosa das variáveis envolvidas. Portanto, conclui-se que, de maneira geral, os objetivos foram alcançados, demonstrados durante o desenvolvimento deste trabalho de conclusão de curso.

A obtenção das características estruturais e funcionais são importantes na gestão dos pavimentos, surgindo como indicadores da qualidade global do pavimento. Da análise funcional do pavimento, conclui-se que o trecho estudado apresenta condições superficiais de regulares a boas. Contudo, as deflexões indicam deficiências de ordem estrutural no trecho sendo esse o critério para a deflagração de intervenções de restauração.

O comportamento dos pavimentos rodoviários flexíveis evolui no decorrer do tempo devido sobretudo às cargas induzidas pelo tráfego. As análises efetuadas em relação aos cenários de carregamento e tráfego atuante foram importantes para a compreensão do aumento do efeito degradador do pavimento com o aumento da carga, além das divergências de carregamento de projeto e de campo e suas consequências na redução da vida útil do reforço asfáltico. Para a situação vigente de tolerância de cargas em nosso país, é estimada para o trecho em estudo uma redução de três anos. Isso significa que nossos reforços asfálticos são projetados para uma vida útil de dez anos quando na realidade o tráfego atuante reduz esse número para aproximadamente sete anos. Caso o limite de tolerância de carga por eixo de dez por cento seja aprovado, a situação será ainda mais crítica: estima-se uma vida útil de aproximadamente seis anos para o reforço asfáltico.

Os estudos comparativos dos cenários de carregamento quando aliados aos métodos empíricos de dimensionamento, indicam a necessidade de um acréscimo de 7 a 11% da espessura do reforço asfáltico para se adequarem as tolerâncias de carga por eixo permitidas pela legislação brasileira. No que diz respeito às diferenças de espessuras de reforço encontradas entre os métodos DNER-PRO 11 e DNER-PRO 269, abordados pela Manual de Restauração de Pavimentos

Asfálticos, essas são variáveis em virtude das variáveis de entrada características de cada segmento homogêneo para cada um dos métodos.

Para a aplicação do método empírico-mecanicista, a retroanálise demonstrou ser um bom modo de contemplar diferentes características do pavimento existente traduzidas pelo módulo de elasticidade efetivo estimado. Os módulos de elasticidade, abaixo dos valores usuais, encontrados para cada uma das camadas confirmam a premissa da má qualidade dos materiais constituintes do pavimento existente.

Os resultados obtidos pelo método empírico-mecanicista mostram que as espessuras encontradas para cada tipo de revestimento betuminoso simulado apresentam uma diferença significativa. A mistura IBB151 (tipo asfalto-borracha) apresentou as menores espessuras devido a maior vida de fadiga. Além disso, concluiu-se que misturas mais duras, de maior módulo, neste caso a mistura convencional BBB, nem sempre conduzem às menores espessuras uma vez que o dimensionamento é função do módulo e da lei de fadiga do material.

A utilização de misturas betuminosas com borracha apresenta vantagens, sobretudo em nível de resistência à fadiga e das menores espessuras de dimensionamento de reforço. A utilização de betumes duros em misturas de reforço pode ser uma boa escolha para pavimentos que apresentem problemas de deformações permanentes consideráveis visto apresentarem um bom comportamento para este critério de ruína.

Dentre as misturas com asfalto-borracha, aquelas que utilizam um asfalto base mais duro (IBB151) tendem a um comportamento superior em relação a deformação permanente, não contemplada nos métodos aplicados. Apresenta uma lacuna, maioritariamente devido a inexistência de verificação do critério de ruína à deformação permanente. Com o objetivo de evitar a ruptura do reforço asfáltico devido a deformações permanentes excessivas, sugere-se a execução de duas camadas integradas de revestimento asfáltico: a mistura convencional mais dura, resistente à deformação permanente, na parte superior do revestimento e, a mistura tipo asfalto-borracha na parte inferior onde ocorrem os esforços máximos de tração e o material tende à ruptura por fadiga.

Para as misturas asfálticas convencionais (BBB), verifica-se que as espessuras determinadas pelo método empírico-mecanicista são superiores àquelas obtidas pelos métodos empíricos do DNIT. Quanto à estimativa da vida útil esperada para o reforço asfáltico em termos das espessuras dimensionadas, observou-se que as espessuras dimensionadas pelos métodos empíricos tendem a durar até o ano de 2014 aproximadamente. Enquanto as espessuras dimensionadas pelo

método empírico-mecanicista tendem a apresentar um desempenho satisfatório no horizonte de projeto, até pelo menos 2022. Estes resultados exemplificam que os métodos empíricos vigentes necessitam serem revistos. Em consequência disso, degradações prematuras, como deformações permanentes e trincamentos por fadiga, ocorrem nos pavimentos brasileiros.

Os métodos aplicados e misturas betuminosas simuladas conduzem a espessuras de reforço diferentes para cada segmento homogêneo. As diferenças de espessuras entre os métodos empíricos decorrem das características dos segmentos homogêneos enquanto que para o método empírico-mecanicista é oriunda da estrutura do pavimento, das características dos materiais e da maneira como o conjunto se comporta.

Os métodos empíricos apresentam-se desatualizados para a realidade atual da engenharia. Os métodos empíricos-mecanicistas, mais modernos e dinâmicos, permitem computar a variável característica dos materiais e de construção além de permitirem avaliar o estado tensão-deformação dos materiais. Dentre os métodos disponíveis, o empírico-mecanicista demonstra ser o mais viável uma vez que permite a sua constante atualização e exigem do engenheiro projetista um conhecimento mais aprofundados dos materiais e das interações entre eles.

## 5.1 RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Tendo como referência os resultados obtidos e considerando a necessidade de contribuições ao trabalho realizado, entende-se fundamental o aprofundamento do tema por meio de futuros estudos. Assim, torna-se pertinente expor sugestões, tais como:

- Acompanhamento do trecho estudado após a execução do reforço asfáltico;
- Desenvolvimento das leis de fadiga para os materiais a serem empregados no reforço asfáltico;
- Contemplar o critério da deformação permanente no método empírico-mecanicista;
- Realizar a análise por meio de modelagem numérica de métodos de elementos finitos.



## REFERÊNCIAS

*American Association of State Highway and Transportation Officials – AASHTO. AASHTO Guide for design of pavement structure.* Washington, USA, 1993.

Associação Brasileira das Empresas Distribuidoras de Asfalto – Abeda. Disponível em: < <http://www.abeda.org.br/>>. Acesso em: 5 nov. 2013.

BERNUCCI, Liedi Bariani.; MOTTA, Laura Maria Goretti ; CERATTI, Jorge Augusto Pereira; SOARES; Jorge Barbosa. **Pavimentação asfáltica: formação básica para engenheiros.** Rio de Janeiro: PETROBRAS: ABEDA, 2008.

BENEVIDES, Sérgio Armando de Sá e. Universidade Federal do Rio de Janeiro. **Análise Comparativa dos Métodos de Dimensionamento de Pavimentos Asfálticos: Empírico do DNER e da Resiliência da COPPE/UFRJ em Rodovias do Estado do Ceará.** Rio de Janeiro, 2000. Tese (Doutorado)

BEZERRA NETO, Rogério Silveira. **Análise Comparativa de Pavimentos Dimensionados através dos Métodos Empírico do DNER e Mecanicístico e Proposta de um Catálogo Simplificado de Pavimentos para a Região de Campo Grande (MS).** Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Departamento de Transportes. São Carlos, 2004.

BORGES, Clarissa Beatriz Sandoval. **Estudo comparativo entre medidas de deflexão com viga Benkelman e FWD em pavimentos da malha rodoviária estadual de Santa Catarina.** Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Florianópolis, 2001.

BRANCO, Fernando; PEREIRA, Paulo; PICADO SANTOS, Luís. **Pavimentos Rodoviários.** Portugal, Coimbra: Almedina, 2005.

BRASIL. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. Diretoria de Planejamento e Pesquisa. Coordenação Geral de Estudos e

Pesquisa. Instituto de Pesquisas Rodoviárias. **Manual de Estudos de Tráfego**. Rio de Janeiro, 2006a.

\_\_\_\_\_. **Manual de pavimentação**. 3. Ed. – Rio de Janeiro, 2006b.

\_\_\_\_\_. **Manual de Restauração de pavimentos asfálticos**. 2. Ed. – Rio de Janeiro, 2006c.

\_\_\_\_\_. **Norma DNIT 005/2003 – TER Defeitos nos pavimentos flexíveis e semirrígidos Terminologia**. Rio de Janeiro, 2003.

BRASIL. Ministérios dos Transportes. Banco de Informações e Mapas de Transportes. **Mapa Rodoviário**. Disponível em:  
<<http://www.transportes.gov.br/conteudo/35852>>. Acesso em: 15 out. 2013.

BRASIL. **Projeto Lei nº 3833**, de 12 de agosto de 2008. Altera a Lei nº 7.408 de 25 de novembro de 1985, para dispor sobre a tolerância máxima sobre limites de peso dos veículos de carga. Disponível em:  
<<http://www.camara.gov.br/proposicoesWeb/fichadetramitacao?idProposicao=406488>>. Acesso em: 8 out. 2013.

Confederação Nacional dos Transportes – CNT. **Pesquisa CNT de rodovias 2012: relatório gerencial**. Brasília: CNT: SEST: SENAT, 2012.

Conselho nacional de Trânsito – CONTRAN. **Resolução CONTRAN nº 12**, de 6 de fevereiro de 1998. Estabelece os limites de peso e dimensões para veículos que transitem por vias terrestres. Disponível em:  
<[www.denatran.gov.br/download/Resolucoes/resolucao012\\_98.doc](http://www.denatran.gov.br/download/Resolucoes/resolucao012_98.doc)>. Acesso em: 10 set. 2013.

\_\_\_\_\_. **Resolução CONTRAN nº 104**, de 21 de dezembro de 1999. Dispõe sobre tolerância máxima de peso bruto de veículos. Disponível em:  
<[www.denatran.gov.br/download/Resolucoes/resolucao104\\_99.doc](http://www.denatran.gov.br/download/Resolucoes/resolucao104_99.doc)>. Acesso em: 10 set. 2013.



DAMA, Marcelo Archanjo. **Análise do comportamento da camada reciclada com espuma de asfalto na rodovia BR-290/RS**. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre, 2003.

DNER - Departamento Nacional de Estradas e Rodagem. **DNER – PRO 010: Avaliação Estrutural dos Pavimentos Flexíveis**. Norma rodoviária. Rio de Janeiro, 1979.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES - DNIT. **DNER PRO 164: Calibração e controle de sistemas medidores de irregularidade de superfície de pavimento (Sistemas Integradores IPR/USP e Maysmeter)**. Norma rodoviária. Rio de Janeiro, 1994a.

\_\_\_\_\_. **DNER ME 24: Pavimento – determinação das deflexões pela viga Benkelman**. Norma rodoviária. Rio de Janeiro, 1994b.

\_\_\_\_\_. **Relatório do Pré-Projeto de Restauração da BR-282**. DNIT, Sede Local São José/SC, 2009. (Dados sigilosos)

\_\_\_\_\_. Sistema Nacional Viário 2013 – Malha Rodoviária. Disponível em: <<http://www.dnit.gov.br/plano-nacional-de-viacao/snv-2012>>. Acesso em: 15 out. 2013.

DVS – Locação de Equipamentos Ltda. Galeria de Fotos. Disponível em: <[www.fresagem.com.br](http://www.fresagem.com.br)> Acesso em: 19 set. 2013.

DYNATEST Conquistando Fronteiras. Falling Weight Deflectometer – FWD. Disponível em: < <http://www.dynatest.com.br/>>. Acesso em: 19 set. 2013.

FONTES, Liseane Padilha Thives da Luz. **Optimização do desempenho de misturas betuminosas com betume modificado com borracha para reabilitação de pavimentos**. Tese (Doutorado) - Universidade do Minho, Escola de Engenharia, Minho, 2009.

FRANCISCO, Ana Paula Santos. **Comportamento Estrutural de Pavimentos Rodoviários**. Dissertação (Mestrado) – Escola Superior de Tecnologia e de Gestão, Instituto Politécnico de Bragança, Bragança, 2012.

Instituto de Infraestruturas Rodoviárias – IniR. **Directivas para a Concepção de Pavimentos – Critérios de Dimensionamento. Documento Base.** Instituto de Infraestruturas Rodoviárias, Lisboa, 2009.

LOPES, Óscar Miguel Moreira. **Misturas Betuminosas – Determinação das Características para o Cálculo dos Pavimentos.** Dissertação (Mestrado), Faculdade de Engenharia Universidade do Porto. Porto, 2009.

MEDINA, Jacques de. **Mecânica dos pavimentos.** Rio de Janeiro (RJ): Editora UFRJ, 1997.

REIS, Nuno Felipe dos Santos. **Análise Estrutural de Pavimentos Rodoviários Aplicação a um Pavimento Reforçado com Malha de Aço.** Dissertação (Mestrado), Universidade Técnica de Lisboa, Departamento de Engenharia Civil. Lisboa, 2009.

SANTOS, Mário Jorge Ledo dos. **Dimensionamento de camadas de reforço de pavimentos rodoviários flexíveis.** Dissertação (Mestrado), Universidade de Aveiro, Departamento de Engenharia Civil. Aveiro, 2009

SHELL. **BISAR - User Manual.** Bitumen Business Group, 1998.

## APÊNDICE A – Resultados da retroanálise

Quadro 40 – Bacias de deflexão de campo e teórica do segmento homogêneo 1

Bacias de deflexão (0,01 mm)		
x (cm)	Campo	Teórica
0	116,58	116,50
20	80,61	83,40
30	60,55	61,87
45	39,70	38,48
65	22,82	21,71
90	13,59	13,04
120	9,16	9,24

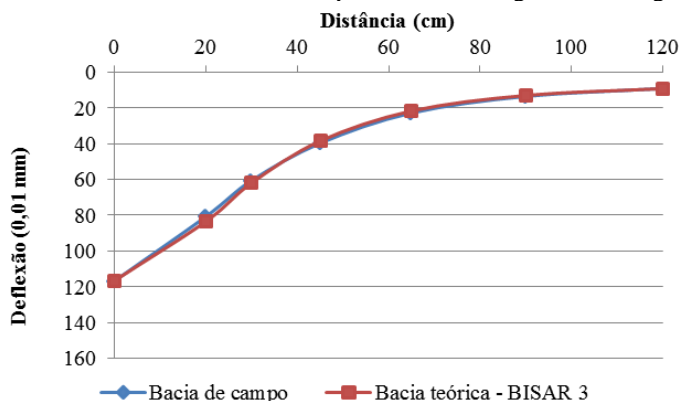
Fonte: Autoria própria.

Quadro 41 – Módulos de elasticidade obtidos por retroanálise do segmento homogêneo 1

Módulo de elasticidade efetivo (MPa)			
Revestimento	CBUQ	10 cm	840
Base	Brita com areia	15 cm	50
Sub-base	Macadame seco	17 cm	35
Reforço	Saibro arenoso amarelo	19 cm	40
Subleito	Saibro arenoso rosa	Infinito	90

Fonte: Autoria própria.

Figura 33 - Bacias de deflexão de campo e teórica do segmento homogêneo 1



Fonte: Autoria própria.

Quadro 42 – Bacias de deflexão de campo e teórica do segmento homogêneo 2

Bacias de deflexão (0,01 mm)		
x (cm)	Campo	Teórica
0	117,91	117,50
20	80,69	85,58
30	60,38	63,92
45	38,42	39,24
65	21,49	20,53
90	11,87	10,73
120	7,19	7,05

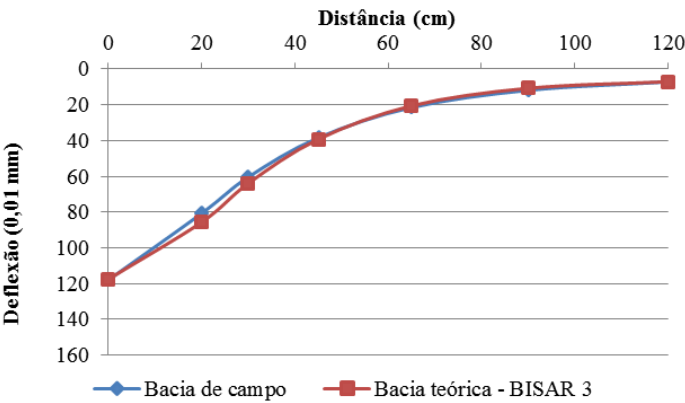
Fonte: Autoria própria.

Quadro 43 – Módulos de elasticidade obtidos por retroanálise do segmento homogêneo 2

Módulo de elasticidade efetivo (MPa)			
Revestimento	CBUQ	10 cm	950
Base	Brita com areia	15 cm	55
Sub-base	Macadame seco	17 cm	25
Reforço	Saibro arenoso amarelo	19 cm	35
Subleito	Saibro arenoso rosa	Infinito	110

Fonte: Autoria própria.

Figura 34 - Bacias de deflexão de campo e teórica do segmento homogêneo 2



Fonte: Autoria própria.

Quadro 44 – Bacias de deflexão de campo e teórica do segmento homogêneo 3

Bacias de deflexão (0,01 mm)		
x (cm)	Campo	Teórica
0	135,62	135,20
20	95,29	99,76
30	72,01	75,96
45	47,80	48,57
65	27,18	26,76
90	14,57	14,12
120	8,72	8,65

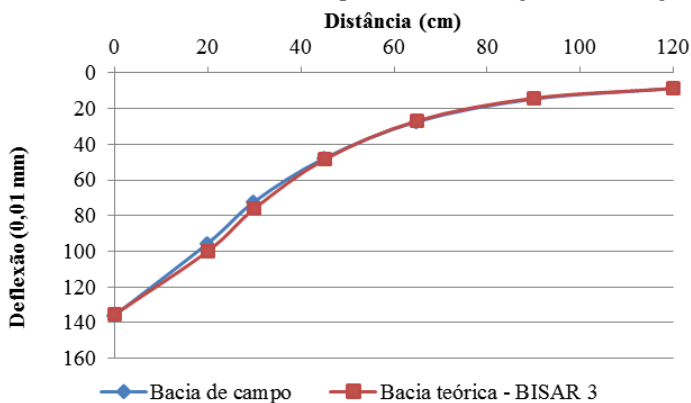
Fonte: Autoria própria.

Quadro 45 – Módulos de elasticidade obtidos por retroanálise do segmento homogêneo 3

Módulo de elasticidade efetivo (MPa)			
Revestimento	CBUQ	10 cm	760
Base	Brita com areia	15 cm	60
Sub-base	Macadame seco	17 cm	25
Reforço	Saibro arenoso amarelo	19 cm	20
Subleito	Saibro arenoso rosa	Infinito	92

Fonte: Autoria própria.

Figura 35 - Bacias de deflexão de campo e teórica do segmento homogêneo 3



Fonte: Autoria própria.

Quadro 46 – Bacias de deflexão de campo e teórica do segmento homogêneo 4

Bacias de deflexão (0,01 mm)		
x (cm)	Campo	Teórica
0	143,55	145,10
20	108,06	108,50
30	81,48	83,08
45	53,65	52,78
65	31,96	28,94
90	18,04	16,37
120	11,52	11,57

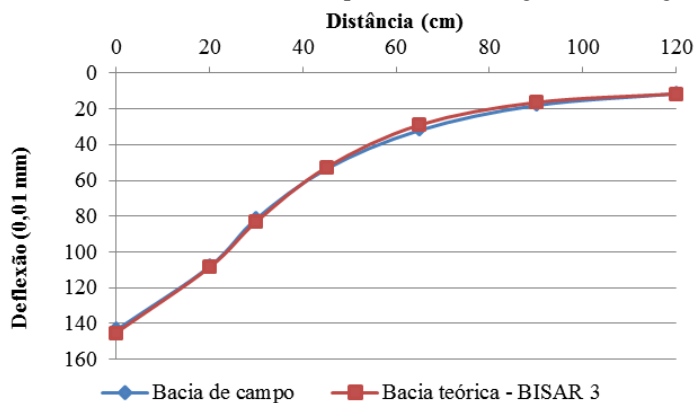
Fonte: Autoria própria.

Quadro 47 – Módulos de elasticidade obtidos por retroanálise do segmento homogêneo 4

Módulo de elasticidade efetivo (MPa)			
Revestimento	CBUQ	15 cm	412
Paralelepípedo		8 cm	17
Base	Areia cinza	9 cm	20
Sub-base	Areia argilosa amarela	10 cm	18
Subleito	Areia argilosa amarela	Infinito	70

Fonte: Autoria própria.

Figura 36 - Bacias de deflexão de campo e teórica do segmento homogêneo 4



Fonte: Autoria própria.

Quadro 48 – Bacias de deflexão de campo e teórica do segmento homogêneo 5

Bacias de deflexão (0,01 mm)		
x (cm)	Campo	Teórica
0	111,55	111,70
20	74,01	77,51
30	56,17	56,53
45	39,26	34,75
65	23,91	20,33
90	14,50	13,50
120	9,56	10,26

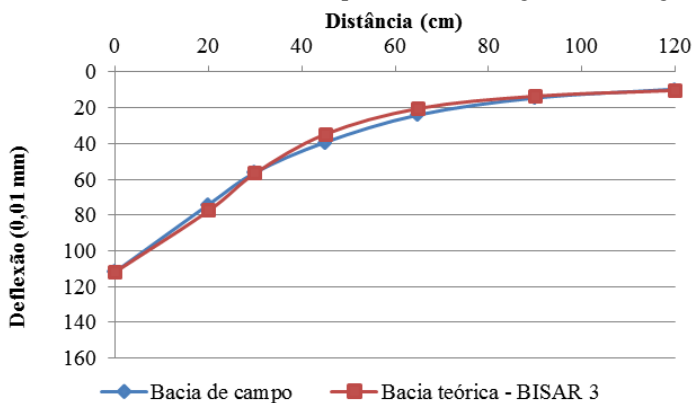
Fonte: Autoria própria.

Quadro 49 – Módulos de elasticidade obtidos por retroanálise do segmento homogêneo 5

Módulo de elasticidade efetivo (MPa)			
Revestimento	CBUQ	15 cm	330
Paralelepípedo		8 cm	22
Base	Areia cinza	9 cm	50
Sub-base	Areia argilosa amarela	10 cm	45
Subleito	Areia argilosa amarela	Infinito	84

Fonte: Autoria própria.

Figura 37 - Bacias de deflexão de campo e teórica do segmento homogêneo 5



Fonte: Autoria própria.

Quadro 50 – Bacias de deflexão de campo e teórica do segmento homogêneo 6

Bacias de deflexão (0,01 mm)		
x (cm)	Campo	Teórica
0	89,13	85,43
20	59,97	62,81
30	46,73	48,00
45	32,57	31,34
65	20,73	18,93
90	12,64	12,26
120	8,53	9,06

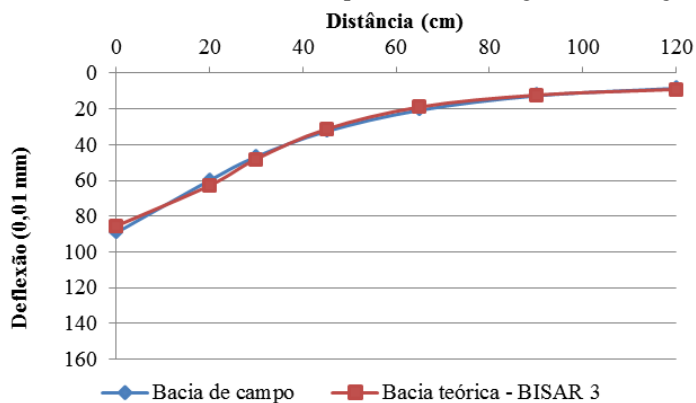
Fonte: Autoria própria.

Quadro 51 – Módulos de elasticidade obtidos por retroanálise do segmento homogêneo 6

Módulo de elasticidade efetivo (MPa)			
Revestimento	CBUQ	15,5 cm	540
Paralelepípedo		8 cm	28
Base	Areia cinza	8,5 cm	58
Sub-base	Areia argilosa amarela	13 cm	60
Subleito	Areia argilosa amarela	Infinito	95

Fonte: Autoria própria.

Figura 38 - Bacias de deflexão de campo e teórica do segmento homogêneo 6



Fonte: Autoria própria.



Quadro 52 – Bacias de deflexão de campo e teórica do segmento homogêneo 7

Bacias de deflexão (0,01 mm)		
x (cm)	Campo	Teórica
0	76,26	74,12
20	55,73	59,16
30	44,13	48,27
45	32,86	34,42
65	22,29	22,06
90	14,22	13,93
120	9,48	9,64

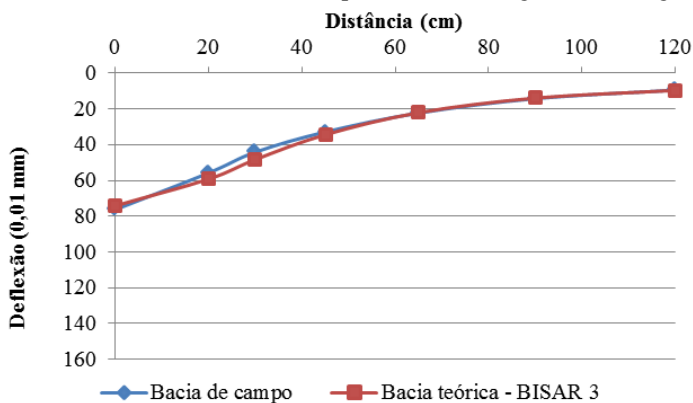
Fonte: Autoria própria.

Quadro 53 – Módulos de elasticidade obtidos por retroanálise do segmento homogêneo 7

Módulo de elasticidade efetivo (MPa)			
Revestimento	CBUQ	16 cm	980
Paralelepípedo		8 cm	30
Base	Areia cinza	14 cm	60
Sub-base	Areia argilosa amarela	16 cm	50
Subleito	Areia argilosa amarela	Infinito	90

Fonte: Autoria própria.

Figura 39 - Bacias de deflexão de campo e teórica do segmento homogêneo 7



Fonte: Autoria própria.

Quadro 54 – Bacias de deflexão de campo e teórica do segmento homogêneo 8

Bacias de deflexão (0,01 mm)		
x (cm)	Campo	Teórica
0	137,90	137,70
20	112,50	110,40
30	88,49	90,43
45	64,20	64,52
65	41,50	40,76
90	26,16	24,76
120	16,59	16,48

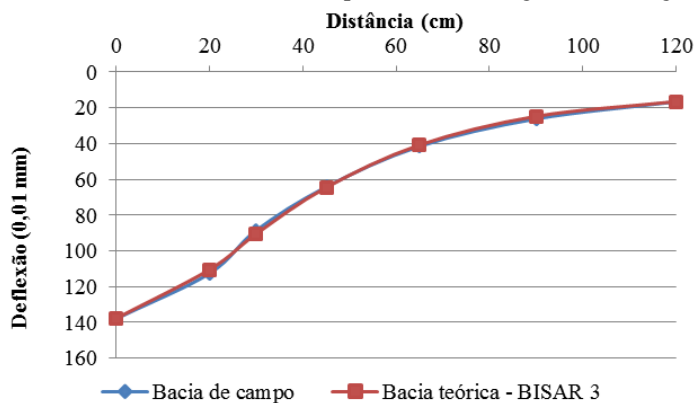
Fonte: Autoria própria.

Quadro 55 – Módulos de elasticidade obtidos por retroanálise do segmento homogêneo 8

Módulo de elasticidade efetivo (MPa)			
Revestimento	CBUQ	16 cm	520
Paralelepípedo		8 cm	35
Base	Areia cinza	14 cm	20
Sub-base	Areia argilosa amarela	16 cm	18
Subleito	Areia argilosa amarela	Infinito	52

Fonte: Autoria própria.

Figura 40 - Bacias de deflexão de campo e teórica do segmento homogêneo 8



Fonte: Autoria própria.

Quadro 56 – Bacias de deflexão de campo e teórica do segmento homogêneo 9

Bacias de deflexão (0,01 mm)		
x (cm)	Campo	Teórica
0	125,23	125,20
20	92,99	94,79
30	73,33	75,72
45	51,86	52,45
65	32,36	32,14
90	20,43	19,11
120	12,92	12,69

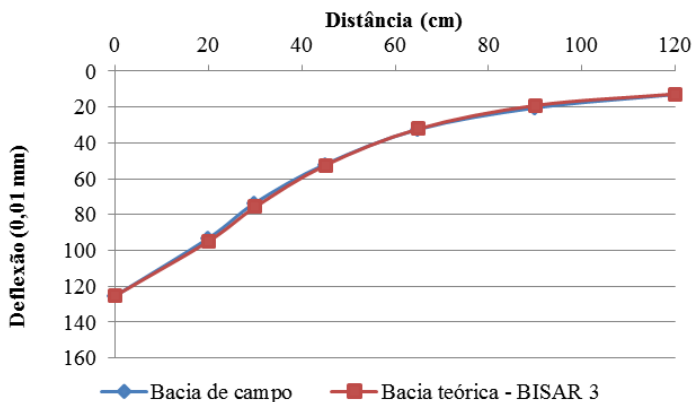
Fonte: Autoria própria.

Quadro 57 – Módulos de elasticidade obtidos por retroanálise do segmento homogêneo 9

Módulo de elasticidade efetivo (MPa)			
Revestimento	CBUQ	10 cm	242
Base	Brita com areia branca	14 cm	200
Sub-base	Brita arenosa com pedra branca	19 cm	15
Subleito	Saibro arenoso amarelo	Infinito	67

Fonte: Autoria própria.

Figura 41 - Bacias de deflexão de campo e teórica do segmento homogêneo 9



Fonte: Autoria própria.

Quadro 58 – Bacias de deflexão de campo e teórica do segmento homogêneo 10

Bacias de deflexão (0,01 mm)		
x (cm)	Campo	Teórica
0	86,99	86,81
20	63,46	65,09
30	50,61	51,58
45	35,02	35,65
65	22,21	22,14
90	13,90	13,59
120	9,22	9,29

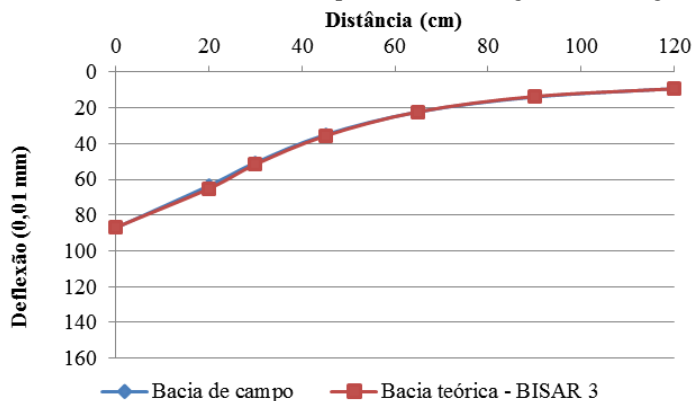
Fonte: Autoria própria.

Quadro 59 – Módulos de elasticidade obtidos por retroanálise do segmento homogêneo 10

Módulo de elasticidade efetivo (MPa)			
Revestimento	CBUQ	10 cm	450
Base	Brita com areia branca	14 cm	230
Sub-base	Brita arenosa com pedra branca	19 cm	25
Subleito	Saibro arenoso amarelo	Infinito	92

Fonte: Autoria própria.

Figura 42 - Bacias de deflexão de campo e teórica do segmento homogêneo 10



Fonte: Autoria própria.

## APÊNDICE B – Simulações para dimensionamento do reforço asfáltico utilizando o método empírico-mecanicista

Quadro 60 – Simulações para dimensionamento do reforço pelo método empírico mecanicista (segmento homogêneo 1)

Mistura do reforço	Espessura (cm)	Módulo (MPa)	Lei de fadiga: $N = a \times \epsilon_t^{-b}$			
			a	b	$\epsilon_t$	N
BBB	10,0	6314	1,185E+15	4,037	144,60	2,25E+06
BBB	15,0	6314	1,185E+15	4,037	111,10	6,53E+06
BBB	20,0	6314	1,185E+15	4,037	83,13	2,11E+07
BBB	23,0	6314	1,185E+15	4,037	70,37	4,13E+07
BBB	24,0	6314	1,185E+15	4,037	66,68	5,13E+07
BBB	24,5	6314	1,185E+15	4,037	64,91	5,72E+07
BBB	25,0	6314	1,185E+15	4,037	63,22	6,36E+07
BBB	26,0	6314	1,185E+15	4,037	60,02	7,85E+07
BBB	26,5	6314	1,185E+15	4,037	58,50	8,70E+07
BBB	27,0	6314	1,185E+15	4,037	57,03	9,65E+07
BBB	27,5	6314	1,185E+15	4,037	55,61	1,07E+08
BBB	28,0	6314	1,185E+15	4,037	54,23	1,18E+08
BBB	30,0	6314	1,185E+15	4,037	49,18	1,75E+08
IBB151	8,5	4909	2,031E+21	5,915	155,1	2,24E+08
IBB151	9,0	4909	2,031E+21	5,915	154,6	2,28E+08
IBB151	9,5	4909	2,031E+21	5,915	153,5	2,38E+08
IBB151	10,0	4909	2,031E+21	5,915	151,7	2,55E+08
IBB151	15,0	4909	2,031E+21	5,915	122,5	9,04E+08
IBB151	20,0	4909	2,031E+21	5,915	94,13	4,30E+09
IBCbP	8,5	4506	5,269E+18	5,205	155,4	2,07E+07
IBCbP	9,0	4506	5,269E+18	5,205	155,4	2,07E+07
IBCbP	9,5	4506	5,269E+18	5,205	154,8	2,11E+07
IBCbP	10,0	4506	5,269E+18	5,205	153,4	2,21E+07
IBCbP	11,0	4506	5,269E+18	5,205	149,4	2,54E+07

(continua)

IBCbP	12,0	4506	5,269E+18	5,205	144,3	3,04E+07
IBCbP	13,0	4506	5,269E+18	5,205	138,4	3,78E+07
IBCbP	14,0	4506	5,269E+18	5,205	132,3	4,78E+07
IBCbP	14,5	4506	5,269E+18	5,205	129,2	5,40E+07
IBCbP	15,0	4506	5,269E+18	5,205	126,1	6,13E+07
IBCbP	16,0	4506	5,269E+18	5,205	120	7,94E+07
IBCbP	16,5	4506	5,269E+18	5,205	117	9,05E+07
IBCbP	17,0	4506	5,269E+18	5,205	114,1	1,03E+08
IBCbP	18,0	4506	5,269E+18	5,205	108,4	1,35E+08
IBCbP	19,0	4506	5,269E+18	5,205	103	1,76E+08
IBCbP	20,0	4506	5,269E+18	5,205	97,8	2,30E+08

Fonte: Autoria própria.

Quadro 61 – Simulações para dimensionamento do reforço pelo método empírico mecanicista (segmento homogêneo 2)

Mistura do reforço	Espessura (cm)	Módulo (MPa)	Lei de fadiga: $N = a \times \epsilon_t^{-b}$			
			a	b	$\epsilon_t$	N
BBB	10,0	6314	1,185E+15	4,037	135,80	2,91E+06
BBB	15,0	6314	1,185E+15	4,037	106,50	7,75E+06
BBB	20,0	6314	1,185E+15	4,037	80,43	2,41E+07
BBB	21,0	6314	1,185E+15	4,037	76,10	3,01E+07
BBB	22,0	6314	1,185E+15	4,037	72,06	3,75E+07
BBB	23,0	6314	1,185E+15	4,037	68,30	4,66E+07
BBB	24,0	6314	1,185E+15	4,037	64,77	5,77E+07
BBB	24,5	6314	1,185E+15	4,037	63,08	6,42E+07
BBB	25,0	6314	1,185E+15	4,037	61,46	7,13E+07
BBB	26,0	6314	1,185E+15	4,037	58,38	8,78E+07
BBB	26,5	6314	1,185E+15	4,037	56,91	9,73E+07
BBB	27,0	6314	1,185E+15	4,037	55,50	1,08E+08
BBB	28,0	6314	1,185E+15	4,037	52,81	1,32E+08
BBB	29,0	6314	1,185E+15	4,037	50,29	1,60E+08
BBB	30,0	6314	1,185E+15	4,037	47,93	1,95E+08

(continua)

IBB151	9,0	4909	2,031E+21	5,915	142,30	3,73E+08
IBB151	9,5	4909	2,031E+21	5,915	141,90	3,79E+08
IBB151	10,0	4909	2,031E+21	5,915	140,90	3,95E+08
IBB151	15,0	4909	2,031E+21	5,915	116,50	1,22E+09
IBB151	20,0	4909	2,031E+21	5,915	90,45	5,44E+09
IBCbP	9,5	4506	5,269E+18	5,205	142,50	3,24E+07
IBCbP	10,0	4506	5,269E+18	5,205	141,80	3,33E+07
IBCbP	11,0	4506	5,269E+18	5,205	139,10	3,68E+07
IBCbP	12,0	4506	5,269E+18	5,205	135,10	4,28E+07
IBCbP	13,0	4506	5,269E+18	5,205	130,30	5,17E+07
IBCbP	13,5	4506	5,269E+18	5,205	127,70	5,74E+07
IBCbP	14,0	4506	5,269E+18	5,205	125,00	6,42E+07
IBCbP	15,0	4506	5,269E+18	5,205	119,60	8,07E+07
IBCbP	15,5	4506	5,269E+18	5,205	116,80	9,13E+07
IBCbP	16,0	4506	5,269E+18	5,205	114,10	1,03E+08
IBCbP	20,0	4506	5,269E+18	5,205	93,75	2,87E+08

Fonte: Autoria própria.

Quadro 62 – Simulações para dimensionamento do reforço pelo método empírico mecanicista (segmento homogêneo 3)

Mistura do reforço	Espessura (cm)	Módulo (MPa)	Lei de fadiga: $N = a x \varepsilon_t^{-b}$			
			a	b	$\varepsilon_t$	N
BBB	10,0	6314	1,185E+15	4,037	155,90	1,66E+06
BBB	15,0	6314	1,185E+15	4,037	118,40	5,05E+06
BBB	20,0	6314	1,185E+15	4,037	87,89	1,68E+07
BBB	25,0	6314	1,185E+15	4,037	66,45	5,20E+07
BBB	25,5	6314	1,185E+15	4,037	64,70	5,80E+07
BBB	26,0	6314	1,185E+15	4,037	63,01	6,45E+07
BBB	27,0	6314	1,185E+15	4,037	59,81	7,96E+07
BBB	27,5	6314	1,185E+15	4,037	58,30	8,82E+07
BBB	28,0	6314	1,185E+15	4,037	56,83	9,78E+07
BBB	28,5	6314	1,185E+15	4,037	55,42	1,08E+08

(continua)

BBB	29,0	6314	1,185E+15	4,037	54,05	1,20E+08
BBB	30,0	6314	1,185E+15	4,037	51,45	1,46E+08
IBB151	8,5	4909	2,031E+21	5,915	169,30	1,33E+08
IBB151	9,0	4909	2,031E+21	5,915	168,50	1,37E+08
IBB151	9,5	4909	2,031E+21	5,915	166,90	1,45E+08
IBB151	10,0	4909	2,031E+21	5,915	164,70	1,57E+08
IBB151	15,0	4909	2,031E+21	5,915	131,30	6,00E+08
IBB151	20,0	4909	2,031E+21	5,915	100,10	2,99E+09
IBCbP	8,5	4506	5,269E+18	5,205	170,10	1,29E+07
IBCbP	9,0	4506	5,269E+18	5,205	169,80	1,30E+07
IBCbP	9,5	4506	5,269E+18	5,205	168,70	1,35E+07
IBCbP	10,0	4506	5,269E+18	5,205	166,90	1,43E+07
IBCbP	15,0	4506	5,269E+18	5,205	135,50	4,22E+07
IBCbP	16,0	4506	5,269E+18	5,205	128,70	5,51E+07
IBCbP	16,5	4506	5,269E+18	5,205	125,40	6,31E+07
IBCbP	17,0	4506	5,269E+18	5,205	122,10	7,25E+07
IBCbP	17,5	4506	5,269E+18	5,205	118,90	8,33E+07
IBCbP	18,0	4506	5,269E+18	5,205	115,80	9,55E+07
IBCbP	18,5	4506	5,269E+18	5,205	112,80	1,10E+08
IBCbP	19,0	4506	5,269E+18	5,205	109,80	1,26E+08
IBCbP	20,0	4506	5,269E+18	5,205	104,20	1,65E+08

Fonte: Autoria própria.

Quadro 63 – Simulações para dimensionamento do reforço pelo método empírico mecanicista (segmento homogêneo 4)

Mistura do reforço	Espessura (cm)	Módulo (MPa)	Lei de fadiga: $N = a x \epsilon_t^{-b}$			
			a	b	$\epsilon_t$	N
BBB	10,0	6314	1,185E+15	4,037	183,60	8,60E+05
BBB	15,0	6314	1,185E+15	4,037	132,70	3,19E+06
BBB	20,0	6314	1,185E+15	4,037	96,23	1,17E+07
BBB	25,0	6314	1,185E+15	4,037	71,78	3,81E+07
BBB	26,0	6314	1,185E+15	4,037	67,94	4,76E+07

(continua)



BBB	26,5	6314	1,185E+15	4,037	66,12	5,31E+07
BBB	27,0	6314	1,185E+15	4,037	64,37	5,92E+07
BBB	28,0	6314	1,185E+15	4,037	61,06	7,32E+07
BBB	28,5	6314	1,185E+15	4,037	59,49	8,13E+07
BBB	29,0	6314	1,185E+15	4,037	57,98	9,02E+07
BBB	29,5	6314	1,185E+15	4,037	56,52	1,00E+08
BBB	30,0	6314	1,185E+15	4,037	55,15	1,10E+08
IBB151	10,0	4909	2,031E+21	5,915	199,90	4,99E+07
IBB151	10,5	4909	2,031E+21	5,915	195,10	5,77E+07
IBB151	11,0	4909	2,031E+21	5,915	190,10	6,72E+07
IBB151	11,5	4909	2,031E+21	5,915	185,00	7,90E+07
IBB151	12,0	4909	2,031E+21	5,915	179,90	9,32E+07
IBB151	12,5	4909	2,031E+21	5,915	174,80	1,10E+08
IBB151	13,0	4909	2,031E+21	5,915	169,80	1,31E+08
IBB151	14,0	4909	2,031E+21	5,915	160,00	1,86E+08
IBB151	15,0	4909	2,031E+21	5,915	150,60	2,67E+08
IBB151	20,0	4909	2,031E+21	5,915	111,60	1,57E+09
IBCbP	10,0	4506	5,269E+18	5,205	204,80	4,91E+06
IBCbP	15,0	4506	5,269E+18	5,205	156,60	1,99E+07
IBCbP	16,0	4506	5,269E+18	5,205	147,70	2,69E+07
IBCbP	17,0	4506	5,269E+18	5,205	139,20	3,67E+07
IBCbP	18,0	4506	5,269E+18	5,205	131,30	4,97E+07
IBCbP	18,5	4506	5,269E+18	5,205	127,50	5,79E+07
IBCbP	19,0	4506	5,269E+18	5,205	123,90	6,72E+07
IBCbP	19,5	4506	5,269E+18	5,205	120,40	7,80E+07
IBCbP	20,0	4506	5,269E+18	5,205	117,00	9,05E+07
IBCbP	20,5	4506	5,269E+18	5,205	113,70	1,05E+08
IBCbP	21,0	4506	5,269E+18	5,205	110,50	1,22E+08
IBCbP	25,0	4506	5,269E+18	5,205	88,86	3,79E+08

Fonte: Autoria própria.

Quadro 64 – Simulações para dimensionamento do reforço pelo método empírico mecanicista (segmento homogêneo 5)

Mistura do reforço	Espessura (cm)	Módulo (MPa)	Lei de fadiga: $N = a \times \varepsilon_t^{-b}$			
			a	b	$\varepsilon_t$	N
BBB	10,0	6314	1,185E+15	4,037	188,70	7,70E+05
BBB	15,0	6314	1,185E+15	4,037	132,30	3,23E+06
BBB	20,0	6314	1,185E+15	4,037	94,82	1,24E+07
BBB	25,0	6314	1,185E+15	4,037	70,36	4,13E+07
BBB	26,0	6314	1,185E+15	4,037	66,53	5,18E+07
BBB	26,5	6314	1,185E+15	4,037	64,73	5,78E+07
BBB	27,0	6314	1,185E+15	4,037	63,00	6,45E+07
BBB	28,0	6314	1,185E+15	4,037	59,72	8,01E+07
BBB	28,5	6314	1,185E+15	4,037	58,17	8,90E+07
BBB	29,0	6314	1,185E+15	4,037	56,68	9,89E+07
BBB	29,5	6314	1,185E+15	4,037	55,24	1,10E+08
BBB	30,0	6314	1,185E+15	4,037	53,85	1,22E+08
IBB151	10,0	4909	2,031E+21	5,915	208,80	3,86E+07
IBB151	11,0	4909	2,031E+21	5,915	196,60	5,51E+07
IBB151	11,5	4909	2,031E+21	5,915	190,50	6,64E+07
IBB151	12,0	4909	2,031E+21	5,915	184,60	8,00E+07
IBB151	12,5	4909	2,031E+21	5,915	178,70	9,69E+07
IBB151	13,0	4909	2,031E+21	5,915	173,00	1,17E+08
IBB151	15,0	4909	2,031E+21	5,915	151,80	2,54E+08
IBB151	20,0	4909	2,031E+21	5,915	110,90	1,63E+09
IBCbP	10,0	4506	5,269E+18	5,205	215,30	3,79E+06
IBCbP	15,0	4506	5,269E+18	5,205	158,60	1,86E+07
IBCbP	16,0	4506	5,269E+18	5,205	148,90	2,58E+07
IBCbP	17,0	4506	5,269E+18	5,205	139,90	3,57E+07
IBCbP	18,0	4506	5,269E+18	5,205	131,50	4,93E+07
IBCbP	18,5	4506	5,269E+18	5,205	127,60	5,76E+07
IBCbP	19,0	4506	5,269E+18	5,205	123,80	6,75E+07

(continua)

IBCbP	19,5	4506	5,269E+18	5,205	120,10	7,90E+07
IBCbP	20,0	4506	5,269E+18	5,205	116,60	9,22E+07
IBCbP	20,5	4506	5,269E+18	5,205	113,20	1,08E+08
IBCbP	21,0	4506	5,269E+18	5,205	109,90	1,25E+08
IBCbP	25,0	4506	5,269E+18	5,205	87,85	4,02E+08

Fonte: Autoria própria.

Quadro 65 – Simulações para dimensionamento do reforço pelo método empírico mecanicista (segmento homogêneo 6)

Mistura do reforço	Espessura (cm)	Módulo (MPa)	Lei de fadiga: $N = a \times \varepsilon_t^{-b}$			
			a	b	$\varepsilon_t$	N
BBB	10,0	6314	1,185E+15	4,037	142,30	2,41E+06
BBB	15,0	6314	1,185E+15	4,037	108,30	7,24E+06
BBB	20,0	6314	1,185E+15	4,037	81,00	2,34E+07
BBB	21,0	6314	1,185E+15	4,037	76,56	2,94E+07
BBB	22,0	6314	1,185E+15	4,037	72,42	3,68E+07
BBB	23,0	6314	1,185E+15	4,037	68,57	4,58E+07
BBB	24,0	6314	1,185E+15	4,037	64,99	5,69E+07
BBB	24,5	6314	1,185E+15	4,037	63,29	6,33E+07
BBB	25,0	6314	1,185E+15	4,037	61,64	7,05E+07
BBB	26,0	6314	1,185E+15	4,037	58,52	8,69E+07
BBB	26,5	6314	1,185E+15	4,037	57,04	9,64E+07
BBB	27,0	6314	1,185E+15	4,037	55,61	1,07E+08
BBB	30,0	6314	1,185E+15	4,037	47,98	1,94E+08
IBB151	8,5	4909	2,031E+21	5,915	157,10	2,08E+08
IBB151	9,0	4909	2,031E+21	5,915	155,90	2,17E+08
IBB151	9,5	4909	2,031E+21	5,915	154,10	2,33E+08
IBB151	10,0	4909	2,031E+21	5,915	151,90	2,53E+08
IBB151	15,0	4909	2,031E+21	5,915	120,70	9,87E+08
IBB151	20,0	4909	2,031E+21	5,915	92,33	4,82E+09
IBCbP	10,0	4506	5,269E+18	5,205	154,60	2,12E+07
IBCbP	11,0	4506	5,269E+18	5,205	149,60	2,52E+07

(continua)

IBCbP	12,0	4506	5,269E+18	5,205	143,80	3,09E+07
IBCbP	13,0	4506	5,269E+18	5,205	137,50	3,91E+07
IBCbP	14,0	4506	5,269E+18	5,205	131,10	5,01E+07
IBCbP	14,5	4506	5,269E+18	5,205	127,90	5,69E+07
IBCbP	15,0	4506	5,269E+18	5,205	124,70	6,50E+07
IBCbP	16,0	4506	5,269E+18	5,205	118,50	8,47E+07
IBCbP	16,5	4506	5,269E+18	5,205	115,50	9,68E+07
IBCbP	17,0	4506	5,269E+18	5,205	112,50	1,11E+08
IBCbP	18,0	4506	5,269E+18	5,205	106,80	1,46E+08
IBCbP	20,0	4506	5,269E+18	5,205	96,20	2,51E+08

Fonte: Autoria própria.

Quadro 66 – Simulações para dimensionamento do reforço pelo método empírico mecanicista (segmento homogêneo 7)

Mistura do reforço	Espessura (cm)	Módulo (MPa)	Lei de fadiga: $N = a \times \epsilon_t^{-b}$			
			a	b	$\epsilon_t$	N
BBB	10,0	6314	1,185E+15	4,037	93,39	1,32E+07
BBB	15,0	6314	1,185E+15	4,037	80,76	2,37E+07
BBB	20,0	6314	1,185E+15	4,037	64,51	5,86E+07
BBB	21,0	6314	1,185E+15	4,037	61,56	7,08E+07
BBB	22,0	6314	1,185E+15	4,037	58,75	8,56E+07
BBB	22,5	6314	1,185E+15	4,037	57,40	9,40E+07
BBB	23,0	6314	1,185E+15	4,037	56,07	1,03E+08
BBB	24,0	6314	1,185E+15	4,037	53,53	1,25E+08
BBB	25,0	6314	1,185E+15	4,037	51,13	1,50E+08
BBB	30,0	6314	1,185E+15	4,037	40,91	3,69E+08
IBB151	11,0	4909	2,031E+21	5,915	93,94	4,35E+09
IBB151	11,5	4909	2,031E+21	5,915	93,54	4,46E+09
IBB151	12,0	4909	2,031E+21	5,915	92,89	4,65E+09
IBB151	15,0	4909	2,031E+21	5,915	85,81	7,43E+09
IBB151	20,0	4909	2,031E+21	5,915	70,56	2,36E+10
IBCbP	5,0	4506	5,269E+18	5,205	36,50	3,89E+10

(continua)

IBCbP	11,0	4506	5,269E+18	5,205	93,98	2,83E+08
IBCbP	11,5	4506	5,269E+18	5,205	93,82	2,86E+08
IBCbP	12,0	4506	5,269E+18	5,205	93,38	2,93E+08
IBCbP	15,0	4506	5,269E+18	5,205	87,15	4,19E+08
IBCbP	20,0	4506	5,269E+18	5,205	72,41	1,10E+09

Fonte: Autoria própria.

Quadro 67 – Simulações para dimensionamento do reforço pelo método empírico mecanicista (segmento homogêneo 8)

Mistura do reforço	Espessura (cm)	Módulo (MPa)	Lei de fadiga: $N = a \times \epsilon_t^{-b}$			
			a	b	$\epsilon_t$	N
BBB	10,0	6314	1,185E+15	4,037	155,50	1,68E+06
BBB	15,0	6314	1,185E+15	4,037	119,40	4,88E+06
BBB	20,0	6314	1,185E+15	4,037	89,48	1,57E+07
BBB	25,0	6314	1,185E+15	4,037	68,10	4,71E+07
BBB	26,0	6314	1,185E+15	4,037	64,65	5,81E+07
BBB	26,5	6314	1,185E+15	4,037	63,01	6,45E+07
BBB	27,0	6314	1,185E+15	4,037	61,43	7,15E+07
BBB	28,0	6314	1,185E+15	4,037	58,42	8,75E+07
BBB	28,5	6314	1,185E+15	4,037	56,99	9,67E+07
BBB	29,0	6314	1,185E+15	4,037	55,61	1,07E+08
BBB	30,0	6314	1,185E+15	4,037	52,99	1,30E+08
IBB151	9,0	4909	2,031E+21	5,915	169,00	1,35E+08
IBB151	10,0	4909	2,031E+21	5,915	165,30	1,54E+08
IBB151	15,0	4909	2,031E+21	5,915	132,80	5,61E+08
IBB151	20,0	4909	2,031E+21	5,915	102,00	2,67E+09
IBCbP	10,0	4506	5,269E+18	5,205	168,00	1,38E+07
IBCbP	15,0	4506	5,269E+18	5,205	137,20	3,95E+07
IBCbP	16,0	4506	5,269E+18	5,205	130,50	5,13E+07
IBCbP	16,5	4506	5,269E+18	5,205	127,20	5,86E+07
IBCbP	17,0	4506	5,269E+18	5,205	124,00	6,69E+07
IBCbP	18,0	4506	5,269E+18	5,205	117,80	8,74E+07

(continua)

IBCbP	18,5	4506	5,269E+18	5,205	114,80	9,99E+07
IBCbP	19,0	4506	5,269E+18	5,205	111,90	1,14E+08
IBCbP	20,0	4506	5,269E+18	5,205	106,30	1,49E+08

Fonte: Autoria própria.

Quadro 68 – Simulações para dimensionamento do reforço pelo método empírico mecanicista (segmento homogêneo 9)

Mistura do reforço	Espessura (cm)	Módulo (MPa)	Lei de fadiga: $N = a \times \epsilon_t^{-b}$			
			a	b	$\epsilon_t$	N
BBB	10,0	6314	1,185E+15	4,037	201,50	5,91E+05
BBB	15,0	6314	1,185E+15	4,037	140,40	2,54E+06
BBB	20,0	6314	1,185E+15	4,037	100,30	9,87E+06
BBB	25,0	6314	1,185E+15	4,037	74,30	3,32E+07
BBB	26,0	6314	1,185E+15	4,037	70,24	4,16E+07
BBB	26,5	6314	1,185E+15	4,037	68,33	4,65E+07
BBB	27,0	6314	1,185E+15	4,037	66,49	5,19E+07
BBB	28,0	6314	1,185E+15	4,037	63,01	6,45E+07
BBB	28,5	6314	1,185E+15	4,037	61,37	7,17E+07
BBB	29,0	6314	1,185E+15	4,037	59,78	7,98E+07
BBB	29,5	6314	1,185E+15	4,037	58,26	8,85E+07
BBB	30,0	6314	1,185E+15	4,037	56,79	9,81E+07
IBB151	10,0	4909	2,031E+21	5,915	224,80	2,49E+07
IBB151	11,0	4909	2,031E+21	5,915	211,00	3,63E+07
IBB151	11,5	4909	2,031E+21	5,915	204,20	4,40E+07
IBB151	12,0	4909	2,031E+21	5,915	197,60	5,35E+07
IBB151	12,5	4909	2,031E+21	5,915	191,20	6,50E+07
IBB151	13,0	4909	2,031E+21	5,915	184,90	7,92E+07
IBB151	13,5	4909	2,031E+21	5,915	178,80	9,66E+07
IBB151	14,0	4909	2,031E+21	5,915	173,00	1,17E+08
IBB151	15,0	4909	2,031E+21	5,915	161,90	1,74E+08
IBB151	20,0	4909	2,031E+21	5,915	117,80	1,14E+09
IBCbP	10,0	4506	5,269E+18	5,205	232,60	2,53E+06

(continua)

IBCbP	15,0	4506	5,269E+18	5,205	169,50	1,31E+07
IBCbP	16,0	4506	5,269E+18	5,205	159,00	1,83E+07
IBCbP	17,0	4506	5,269E+18	5,205	149,20	2,55E+07
IBCbP	18,0	4506	5,269E+18	5,205	140,20	3,53E+07
IBCbP	18,5	4506	5,269E+18	5,205	135,90	4,15E+07
IBCbP	19,0	4506	5,269E+18	5,205	131,80	4,87E+07
IBCbP	20,0	4506	5,269E+18	5,205	124,10	6,66E+07
IBCbP	20,5	4506	5,269E+18	5,205	120,50	7,77E+07
IBCbP	21,0	4506	5,269E+18	5,205	117,00	9,05E+07
IBCbP	25,0	4506	5,269E+18	5,205	93,30	2,94E+08

Fonte: Autoria própria.

Quadro 69 – Simulações para dimensionamento do reforço pelo método empírico mecanicista (segmento homogêneo 10)

Mistura do reforço	Espessura (cm)	Módulo (MPa)	Lei de fadiga: $N = a \times \varepsilon_t^{-b}$			
			a	b	$\varepsilon_t$	N
BBB	10,0	6314	1,185E+15	4,037	154,90	1,71E+06
BBB	15,0	6314	1,185E+15	4,037	115,50	5,59E+06
BBB	20,0	6314	1,185E+15	4,037	85,49	1,88E+07
BBB	21,0	6314	1,185E+15	4,037	80,69	2,38E+07
BBB	22,0	6314	1,185E+15	4,037	76,24	2,99E+07
BBB	23,0	6314	1,185E+15	4,037	72,11	3,74E+07
BBB	24,0	6314	1,185E+15	4,037	68,26	4,67E+07
BBB	24,5	6314	1,185E+15	4,037	66,44	5,21E+07
BBB	25,0	6314	1,185E+15	4,037	64,67	5,81E+07
BBB	25,5	6314	1,185E+15	4,037	62,98	6,46E+07
BBB	26,0	6314	1,185E+15	4,037	61,34	7,19E+07
BBB	26,5	6314	1,185E+15	4,037	59,77	7,98E+07
BBB	27,0	6314	1,185E+15	4,037	58,24	8,86E+07
BBB	28,0	6314	1,185E+15	4,037	55,35	1,09E+08
BBB	29,0	6314	1,185E+15	4,037	52,65	1,33E+08
BBB	30,0	6314	1,185E+15	4,037	50,13	1,62E+08

(continua)

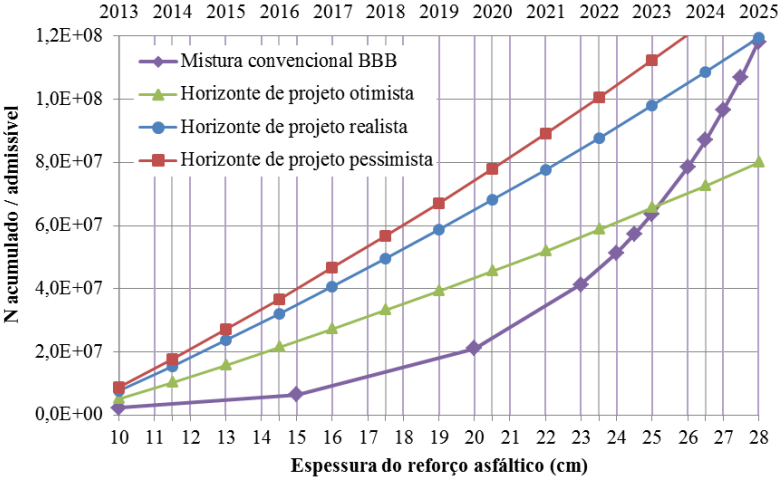
IBB151	8,0	4909	2,031E+21	5,915	177,30	1,02E+08
IBB151	8,5	4909	2,031E+21	5,915	175,70	1,07E+08
IBB151	9,0	4909	2,031E+21	5,915	173,50	1,15E+08
IBB151	10,0	4909	2,031E+21	5,915	167,50	1,42E+08
IBB151	15,0	4909	2,031E+21	5,915	129,90	6,39E+08
IBB151	20,0	4909	2,031E+21	5,915	98,25	3,33E+09
IBCbP	10,0	4506	5,269E+18	5,205	171,30	1,24E+07
IBCbP	15,0	4506	5,269E+18	5,205	134,70	4,35E+07
IBCbP	15,5	4506	5,269E+18	5,205	131,20	4,99E+07
IBCbP	16,0	4506	5,269E+18	5,205	127,60	5,76E+07
IBCbP	16,5	4506	5,269E+18	5,205	124,20	6,63E+07
IBCbP	17,0	4506	5,269E+18	5,205	120,90	7,63E+07
IBCbP	17,5	4506	5,269E+18	5,205	117,60	8,82E+07
IBCbP	18,0	4506	5,269E+18	5,205	114,40	1,02E+08
IBCbP	19,0	4506	5,269E+18	5,205	108,40	1,35E+08
IBCbP	20,0	4506	5,269E+18	5,205	102,70	1,78E+08

Fonte: Autoria própria.



**APÊNDICE C – Estimativa da vida útil do reforço asfáltico em função das espessuras dimensionadas**

Figura 43 – Relação entre espessura do reforço asfáltico da mistura convencional e a vida útil nos horizontes de projeto para o segmento homogêneo 1



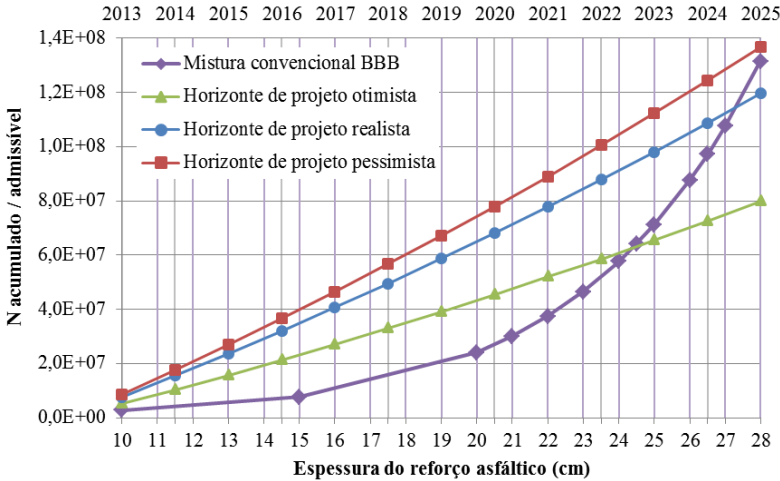
Fonte: Autoria própria.

Quadro 70 – Vida útil estimada do reforço asfáltico para o segmento homogêneo 1

Cenário	Método	h (cm)	Vida útil estimada (anos)	N admissível
Otimista	DNER-PRO 11	18,8	2015,0	1,6E+07
	DNER-PRO 269	13,1	2013,2	4,5E+06
	Empírico-mecanicista	25	2022,6	6,3E+07
Realista	DNER-PRO 11	14,4	2013,1	6,0E+06
	DNER-PRO 269	20	2014,7	2,1E+07
	Empírico-mecanicista	27	2023,0	9,8E+07
Pessimista	DNER-PRO 11	20,4	2014,6	2,3E+07
	DNER-PRO 269	14,8	2013,1	6,5E+06
	Empírico-mecanicista	27,5	2022,7	1,1E+08

Fonte: Autoria própria.

Figura 44 – Relação entre espessura do reforço asfáltico da mistura convencional e a vida útil nos horizontes de projeto para o segmento homogêneo 2



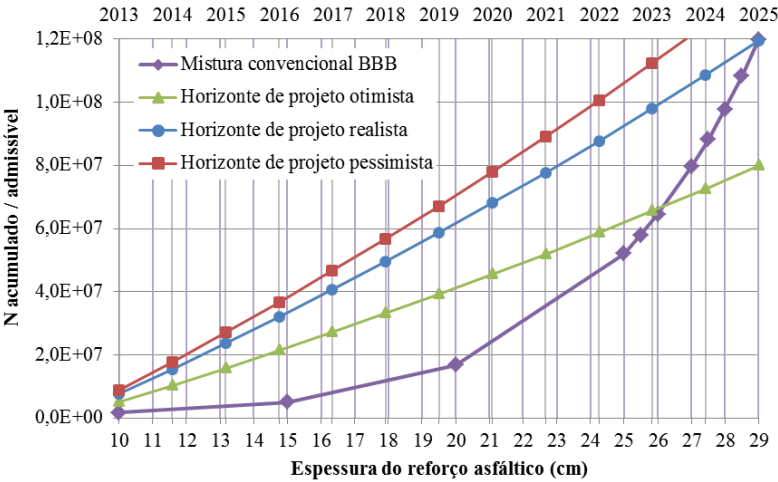
Fonte: Autoria própria.

Quadro 71 – Vida útil estimada do reforço asfáltico para o segmento homogêneo 2

Cenário	Método	h (cm)	Vida útil estimada (anos)	N admissível
Otimista	DNER-PRO 11	19,6	2016,0	2,2E+07
	DNER-PRO 269	19	2015,6	1,9E+07
	Empírico-mecanicista	24,5	2022,6	6,3E+07
Realista	DNER-PRO 11	20,8	2015,6	2,9E+07
	DNER-PRO 269	20,3	2015,3	2,6E+07
	Empírico-mecanicista	26	2021,8	8,7E+07
Pessimista	DNER-PRO 11	21,2	2015,4	3,1E+07
	DNER-PRO 269	20,8	2015,2	2,9E+07
	Empírico-mecanicista	27	2022,5	1,1E+08

Fonte: Autoria própria.

Figura 45 – Relação entre espessura do reforço asfáltico da mistura convencional e a vida útil nos horizontes de projeto para o segmento homogêneo 3



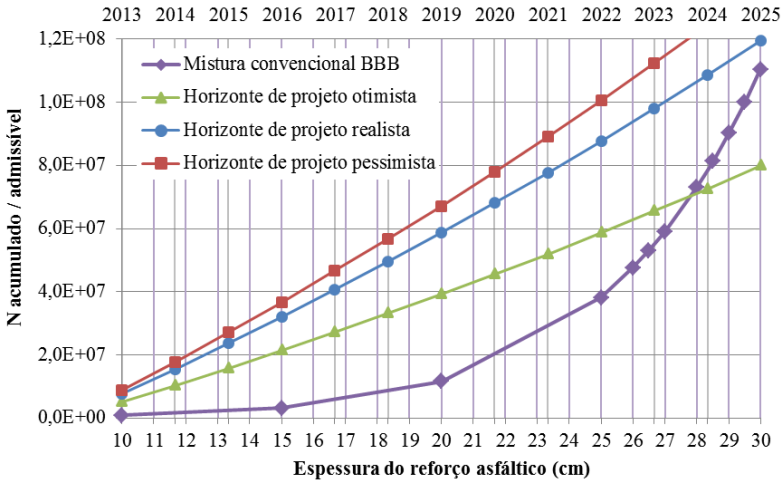
Fonte: Autoria própria.

Quadro 72 – Vida útil estimada do reforço asfáltico para o segmento homogêneo 3

Cenário	Método	h (cm)	Vida útil estimada (anos)	N admissível
Otimista	DNER-PRO 11	21,2	2015,9	2,1E+07
	DNER-PRO 269	19	2014,6	1,3E+07
	Empírico-mecanicista	26	2022,6	6,3E+07
Realista	DNER-PRO 11	22,5	2015,5	2,8E+07
	DNER-PRO 269	20,3	2014,4	1,7E+07
	Empírico-mecanicista	27,5	2021,9	8,8E+07
Pessimista	DNER-PRO 11	22,9	2015,4	3,1E+07
	DNER-PRO 269	20,8	2014,3	1,9E+07
	Empírico-mecanicista	28,5	2022,8	1,1E+08

Fonte: Autoria própria.

Figura 46 – Relação entre espessura do reforço asfáltico da mistura convencional e a vida útil nos horizontes de projeto para o segmento homogêneo 4



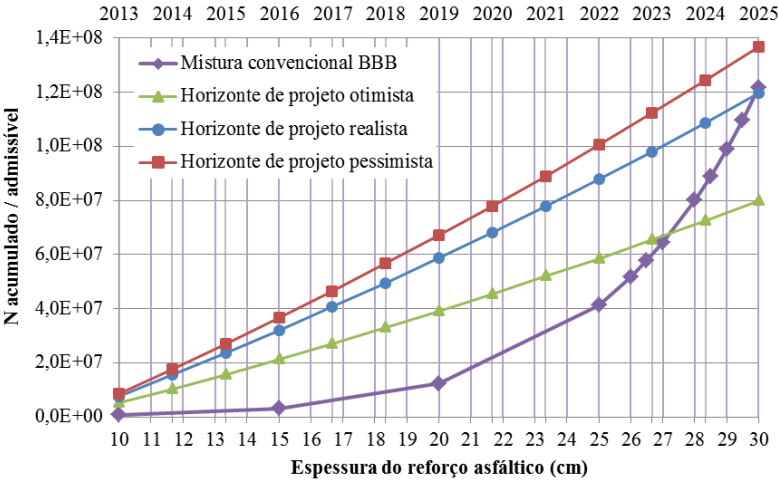
Fonte: Autoria própria.

Quadro 73 – Vida útil estimada do reforço asfáltico para o segmento homogêneo 4

Cenário	Método	h (cm)	Vida útil estimada (anos)	N admissível
Otimista	DNER-PRO 11	21,1	2014,7	1,4E+07
	DNER-PRO 269	15,1	2013,0	3,2E+06
	Empírico-mecanicista	27	2021,8	5,8E+07
Realista	DNER-PRO 11	22,4	2014,5	1,9E+07
	DNER-PRO 269	16,4	2013,0	4,4E+06
	Empírico-mecanicista	29	2022,6	9,4E+07
Pessimista	DNER-PRO 11	22,8	2014,5	2,1E+07
	DNER-PRO 269	16,9	2013,0	5,0E+06
	Empírico-mecanicista	30	2023,7	1,2E+08

Fonte: Autoria própria.

Figura 47 – Relação entre espessura do reforço asfáltico da mistura convencional e a vida útil nos horizontes de projeto para o segmento homogêneo 5



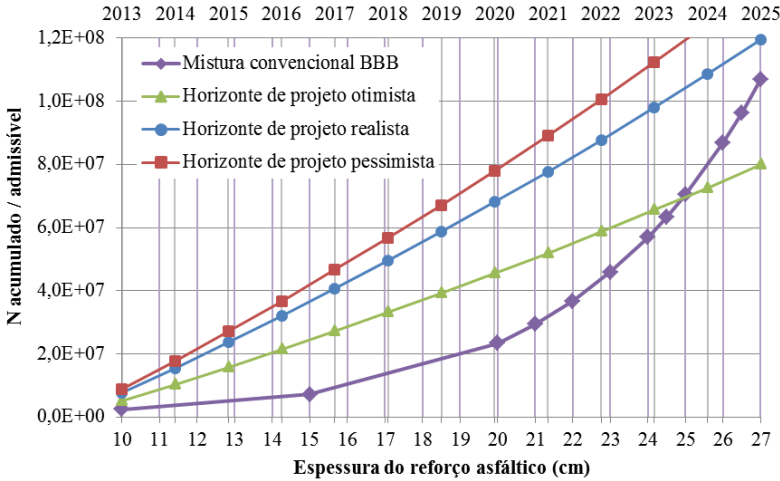
Fonte: Autoria própria.

Quadro 74 – Vida útil estimada do reforço asfáltico para o segmento homogêneo 5

Cenário	Método	h (cm)	Vida útil estimada (anos)	N admissível
Otimista	DNER-PRO 11	19,4	2014,0	9,3E+06
	DNER-PRO 269	15	2013,0	3,1E+06
	Empírico-mecanicista	27	2022,6	6,3E+07
Realista	DNER-PRO 11	20,7	2013,9	1,3E+07
	DNER-PRO 269	16,3	2013,0	4,3E+06
	Empírico-mecanicista	28,5	2022,3	9,2E+07
Pessimista	DNER-PRO 11	21,1	2013,8	1,4E+07
	DNER-PRO 269	16,8	2013,0	4,9E+06
	Empírico-mecanicista	29,5	2023,5	1,2E+08

Fonte: Autoria própria.

Figura 48 – Relação entre espessura do reforço asfáltico da mistura convencional e a vida útil nos horizontes de projeto para o segmento homogêneo 6



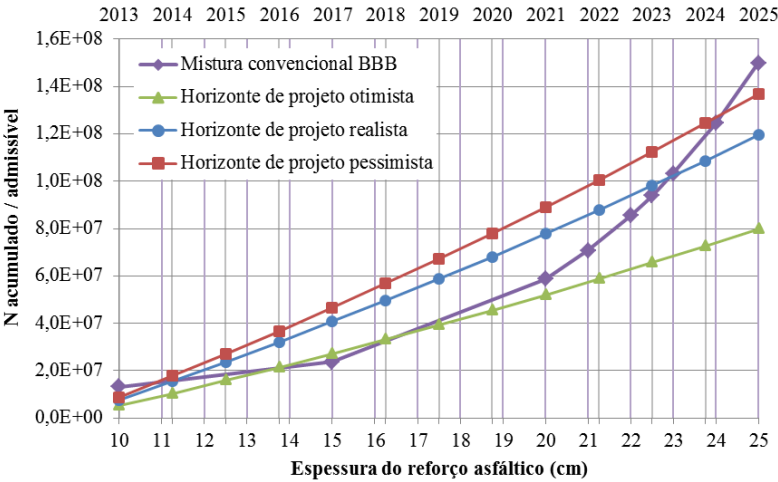
Fonte: Autoria própria.

Quadro 75 – Vida útil estimada do reforço asfáltico para o segmento homogêneo 6

Cenário	Método	h (cm)	Vida útil estimada (anos)	N admissível
Otimista	DNER-PRO 11	15,1	2013,7	7,7E+06
	DNER-PRO 269	12,8	2013,2	4,6E+06
	Empírico-mecanicista	24,5	2022,5	6,2E+07
Realista	DNER-PRO 11	16,3	2013,6	1,0E+07
	DNER-PRO 269	14,1	2013,2	6,2E+06
	Empírico-mecanicista	26,5	2022,9	9,7E+07
Pessimista	DNER-PRO 11	16,7	2013,5	1,1E+07
	DNER-PRO 269	14,6	2013,1	6,9E+06
	Empírico-mecanicista	27	2022,6	1,1E+08

Fonte: Autoria própria.

Figura 49 – Relação entre espessura do reforço asfáltico da mistura convencional e a vida útil nos horizontes de projeto para o segmento homogêneo 7



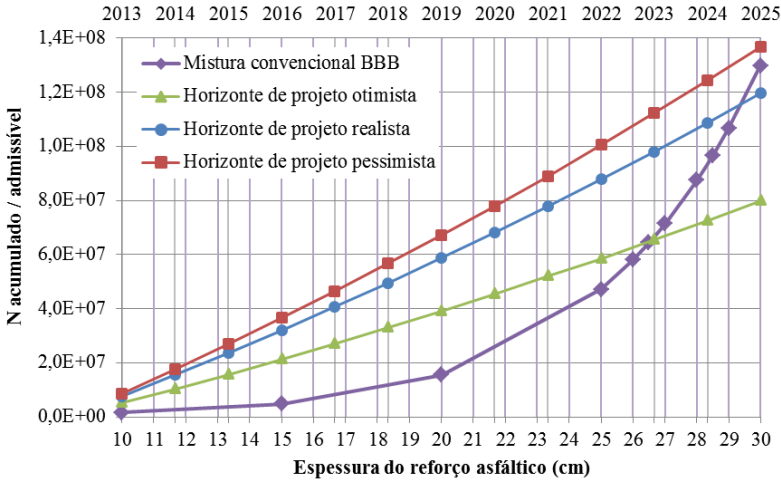
Fonte: Autoria própria.

Quadro 76 – Vida útil estimada do reforço asfáltico para o segmento homogêneo 7

Cenário	Método	h (cm)	Vida útil estimada (anos)	N admissível
Otimista	DNER-PRO 11	13,8	2016,1	2,2E+07
	DNER-PRO 269	15,1	2016,9	2,7E+07
	Empírico-mecanicista	20	2022,4	6,2E+07
Realista	DNER-PRO 11	15	2015,4	2,7E+07
	DNER-PRO 269	16,4	2016,2	3,4E+07
	Empírico-mecanicista	22,5	2022,5	9,4E+07
Pessimista	DNER-PRO 11	15,4	2015,2	2,9E+07
	DNER-PRO 269	16,9	2016,0	3,7E+07
	Empírico-mecanicista	23	2022,0	1,0E+08

Fonte: Autoria própria.

Figura 50 – Relação entre espessura do reforço asfáltico da mistura convencional e a vida útil nos horizontes de projeto para o segmento homogêneo 8



Fonte: Autoria própria.

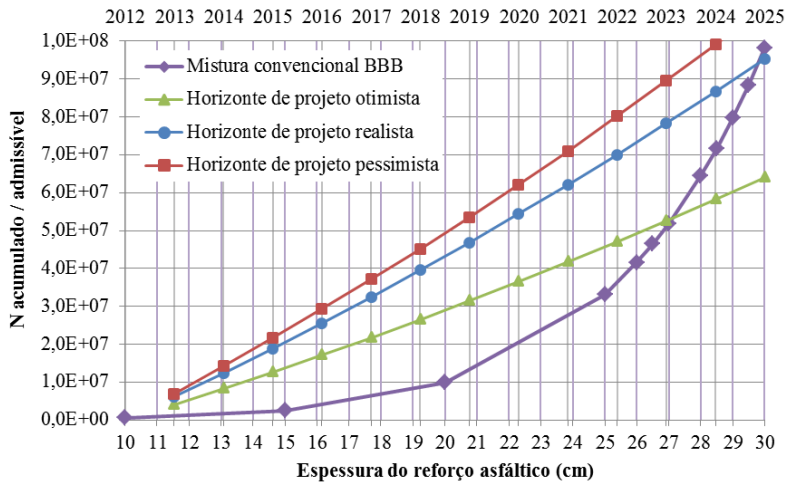
Quadro 77 – Vida útil estimada do reforço asfáltico para o segmento homogêneo 8

Cenário	Método	h (cm)	Vida útil estimada (anos)	N admissível
Otimista	DNER-PRO 11	19,8	2014,8	1,5E+07
	DNER-PRO 269	15,1	2013,3	5,2E+06
	Empírico-mecanicista	26,5	2022,6	6,3E+07
Realista	DNER-PRO 11	21	2014,5	1,9E+07
	DNER-PRO 269	16,4	2013,2	6,9E+06
	Empírico-mecanicista	28,5	2023,0	9,8E+07
Pessimista	DNER-PRO 11	21,5	2014,5	2,1E+07
	DNER-PRO 269	16,9	2013,2	7,7E+06
	Empírico-mecanicista	29	2022,7	1,1E+08

Fonte: Autoria própria.



Figura 51 – Relação entre espessura do reforço asfáltico da mistura convencional e a vida útil nos horizontes de projeto para o segmento homogêneo 9



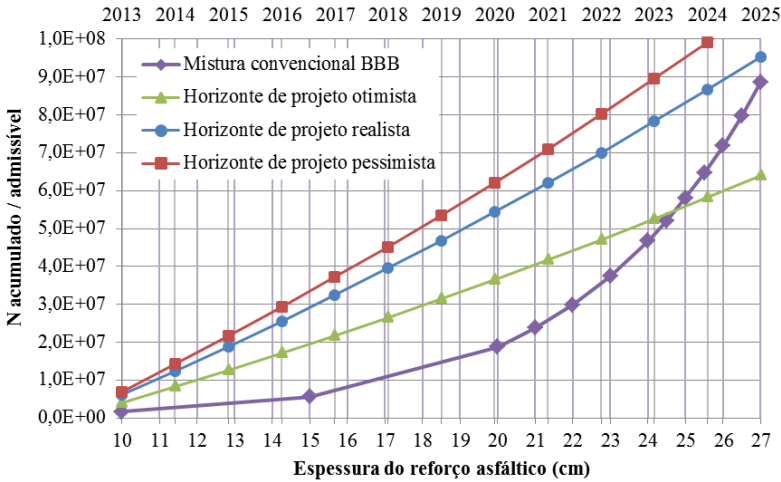
Fonte: Autoria própria.

Quadro 78 – Vida útil estimada do reforço asfáltico para o segmento homogêneo 9

Cenário	Método	h (cm)	Vida útil estimada (anos)	N admissível
Otimista	DNER-PRO 11	20,4	2014,4	9,5E+06
	DNER-PRO 269	14,4	2012,9	2,1E+06
	Empírico-mecanicista	27	2022,6	5,1E+07
Realista	DNER-PRO 11	21,6	2014,2	1,3E+07
	DNER-PRO 269	15,7	2012,9	2,9E+06
	Empírico-mecanicista	28,5	2022,4	7,4E+07
Pessimista	DNER-PRO 11	22	2014,2	1,4E+07
	DNER-PRO 269	16,1	2012,9	3,2E+06
	Empírico-mecanicista	29,5	2023,7	9,5E+07

Fonte: Autoria própria.

Figura 52 – Relação entre espessura do reforço asfáltico da mistura convencional e a vida útil nos horizontes de projeto para o segmento homogêneo 10



Fonte: Autoria própria.

Quadro 79 – Vida útil estimada do reforço asfáltico para o segmento homogêneo 10

Cenário	Método	h (cm)	Vida útil estimada (anos)	N admissível
Otimista	DNER-PRO 11	15,1	2013,7	5,9E+06
	DNER-PRO 269	14,4	2013,5	5,0E+06
	Empírico-mecanicista	24,5	2022,6	5,1E+07
Realista	DNER-PRO 11	16,3	2013,5	7,8E+06
	DNER-PRO 269	15,7	2013,4	6,8E+06
	Empírico-mecanicista	26	2022,1	7,1E+07
Pessimista	DNER-PRO 11	16,7	2013,5	8,5E+06
	DNER-PRO 269	16,1	2013,4	7,4E+06
	Empírico-mecanicista	27	2023,0	8,9E+07

Fonte: Autoria própria.